

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou  
Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil



# Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil  
Option : construction civile et industrielle*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+5+S-Sol+ un comble+la charpente en bois) à usage multiple Contreventée  
Par voiles et portiques  
Avec l'application ETABS*



Etudié par: M<sup>elle</sup> : KACIOUI  
M<sup>elle</sup> : KADOUCHE

Dyhia  
Malika

Dirigé par : M<sup>me</sup> :KHELOUI .F

*Promotion  
2016/2017*

# Remerciements

*Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.*

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à M<sup>me</sup> KHELOUI pour avoir accepté de diriger ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es).*

*Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*

## *DEDICACE*

*Je dédié ce modeste travail :  
A mes très chers parents qui m'ont  
guidé durant les moments les plus  
pénibles de ce long chemin, ma mère  
qui a été à mes côtés et ma soutenu  
durant toute ma vie, et mon père qui  
a sacrifié toute sa vie afin de me voir  
devenir ce que je suis.*

*A ma chère sœur Soraya  
A mon cher frère Boussad  
A toute ma famille sans exception  
A tous mes amis(es) de toute ma  
promotion de génie civil.  
Et ma chère amie Malika et Dyhia*

*KACIOUI Dyhia*

## *DEDICACE*

*Je dédie ce modeste travail :  
A mes très chers parents qui m'ont  
guidé durant les moments les plus  
pénibles de ce long chemin, ma mère  
qui a été à mes côtés et ma soutenu  
durant toute ma vie, et mon père qui  
a sacrifié toute sa vie afin de me voir  
devenir ce que je suis.*

*A mes très chers frères et soeurs.  
A toute ma famille sans exception et  
mes proches.*

*A tous mes amis(es) de toute ma  
promotion de génie civil, Surtout :  
DODO, NAÏMA, LYDIA,  
DYHIA, AHMED, MAKHLOUF  
et AMAR*

*Et ma chère amie DYHIA.*

*KADOUCHE MALIKA*

# SOMMAIRE

## SOMMAIRE

### **Plan d'architecture**

### **Introduction générales**

**Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage..... 1

**Chapitre II**: Pré dimensionnement des éléments..... 15

### **Chapitres III** : Calcul des éléments

III-1- plancher ..... 28

III-2- balcon ..... 55

III-3- escalier ..... 62

III-4- poutre palière ..... 96

III-5- la charpente.....107

**Chapitre IV** : Etude de contreventement ..... 115

**Chapitre V** : Modélisation avec ETABS et Vérification des conditions du RPA ..... 125

### **Chapitre VI** : Ferrailage des éléments

VI-1- Ferrailage des poteaux..... 136

VI-2- Ferrailage des poutres ..... 153

VI-3- Ferrailage des voiles..... 164

**Chapitre VII** : Etude de l'infrastructure ..... 173

**Chapitre VIII** : Etude du mur plaque ..... 200

### **Conclusion**

### **Plan d'exécution**

### **Bibliographie**

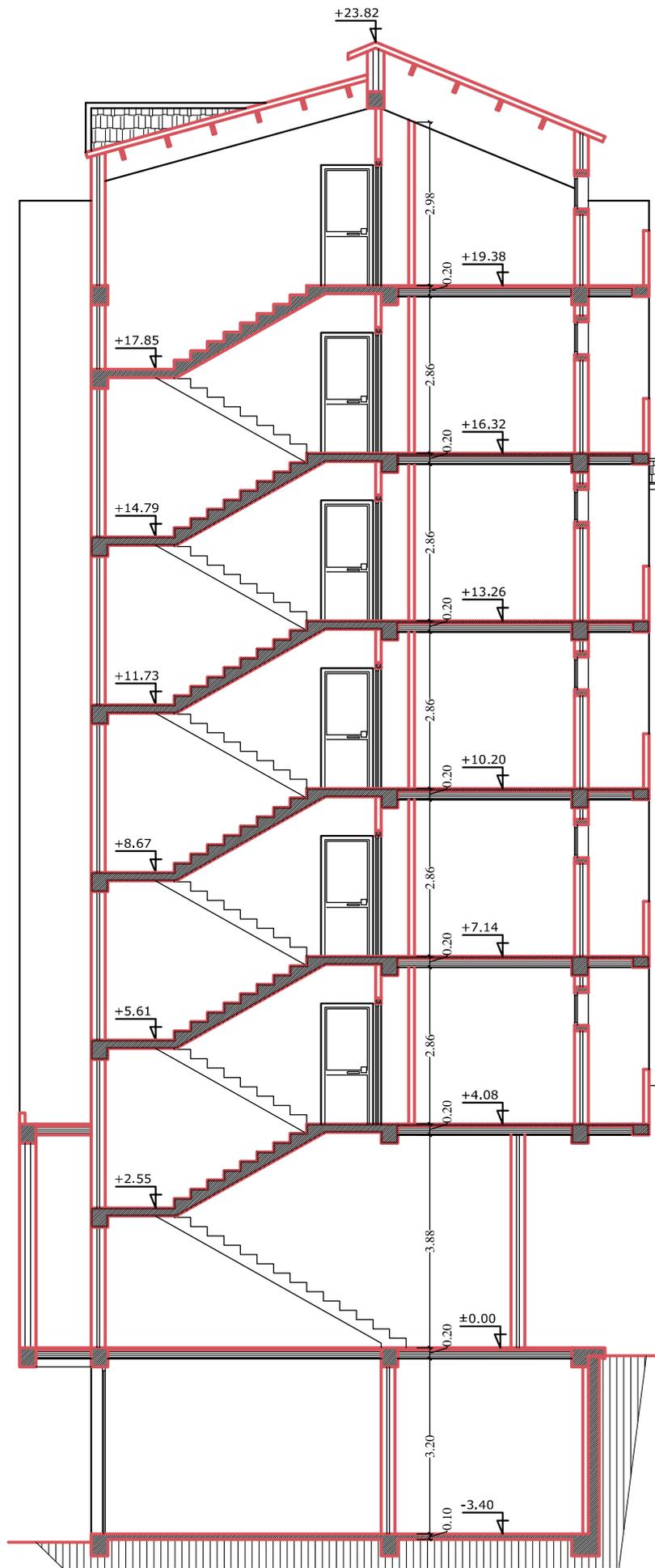


# **Plans**

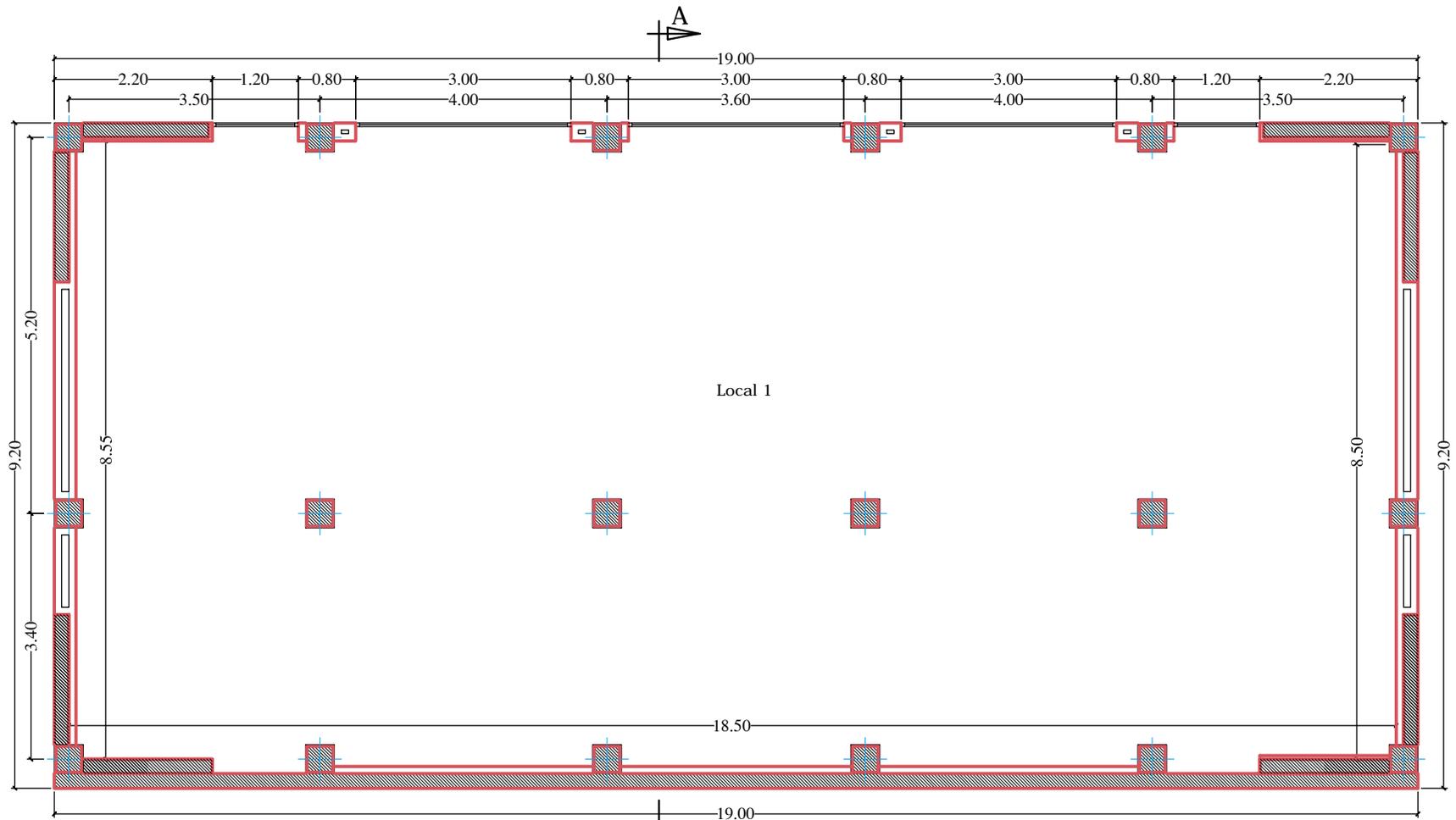
# **D'Architecture**



Façade Principale Ech:1/50

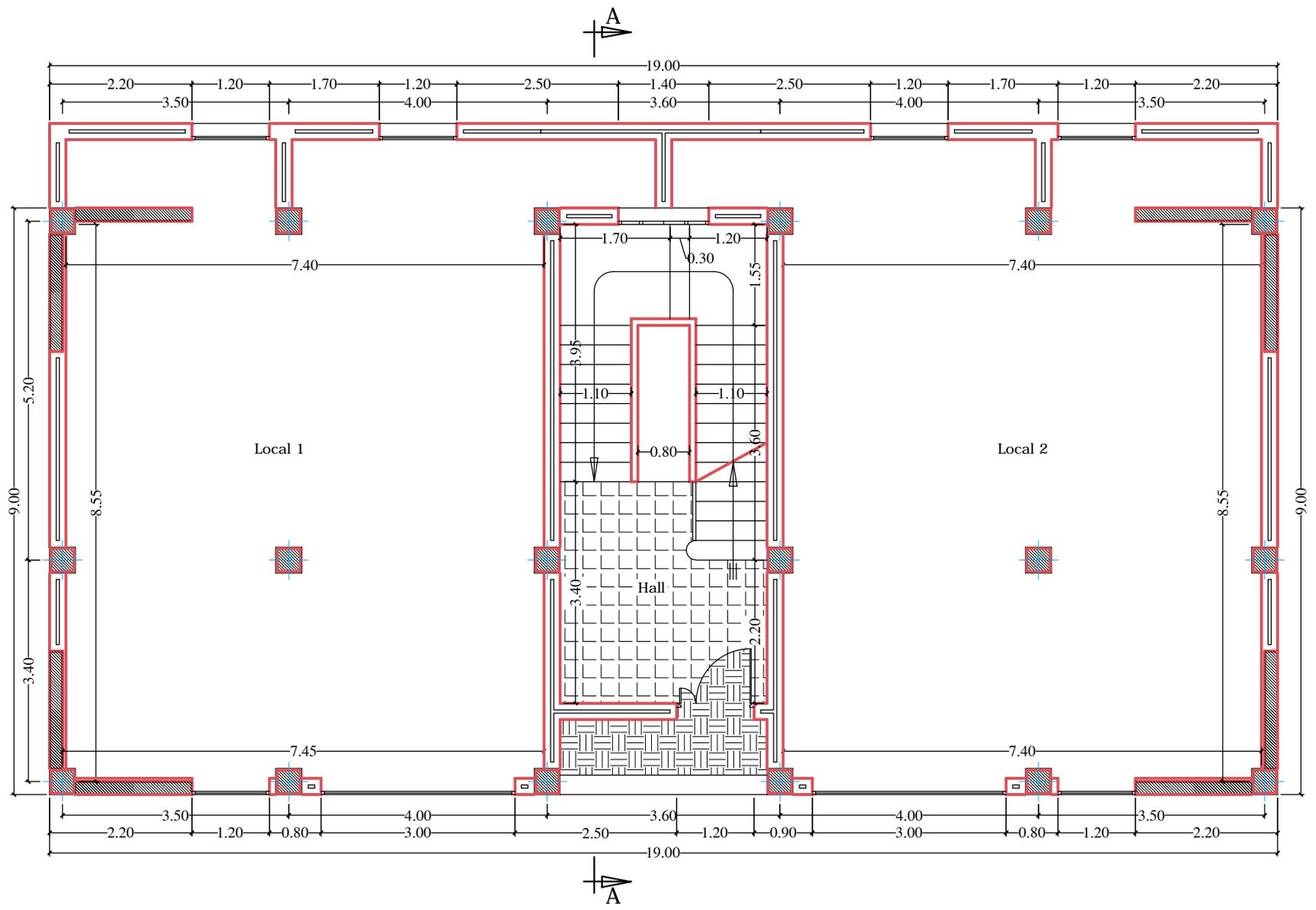


Coupe AA Ech: 1/50



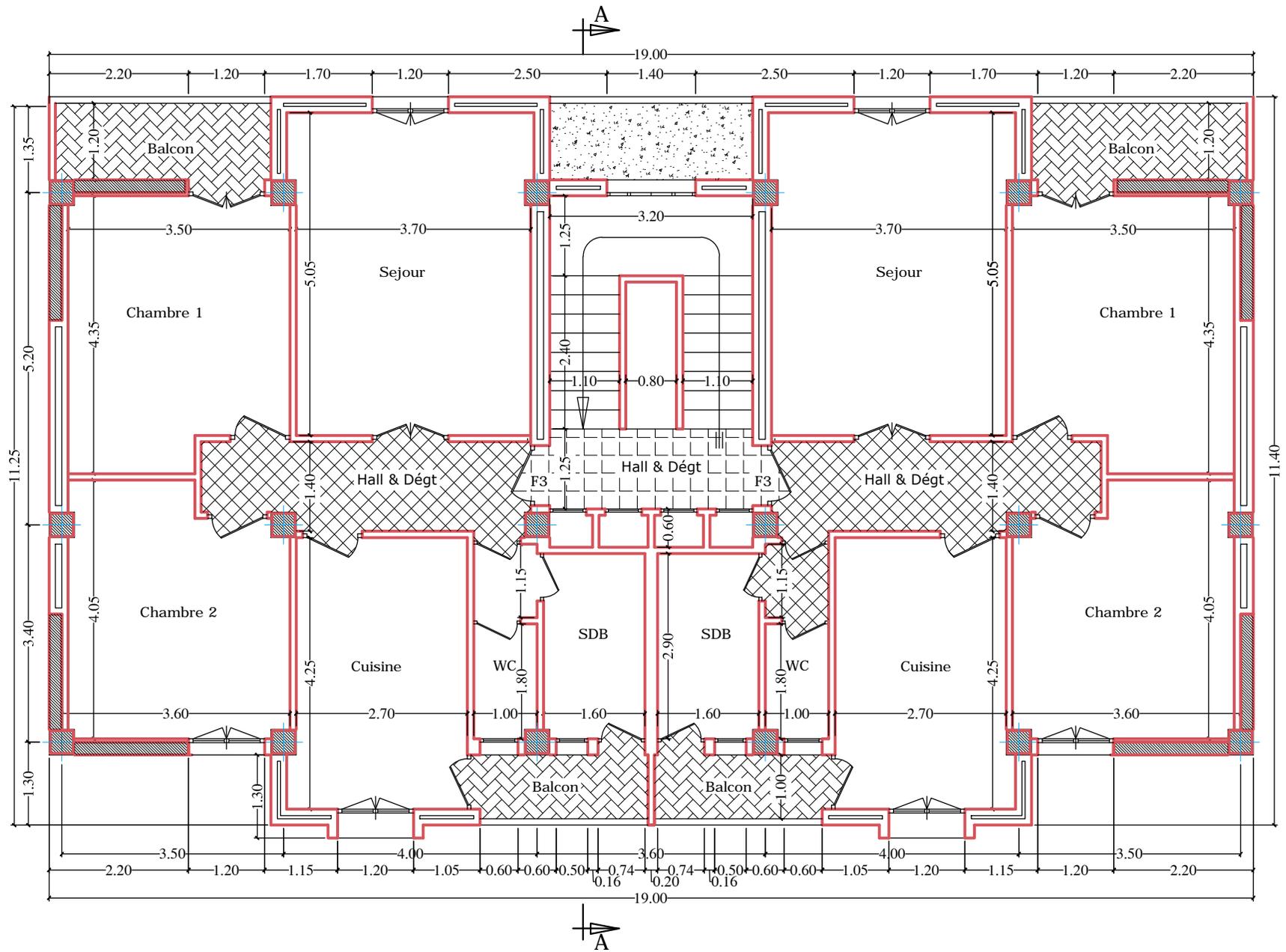
Plan Sous Sol

Ech: 1/50



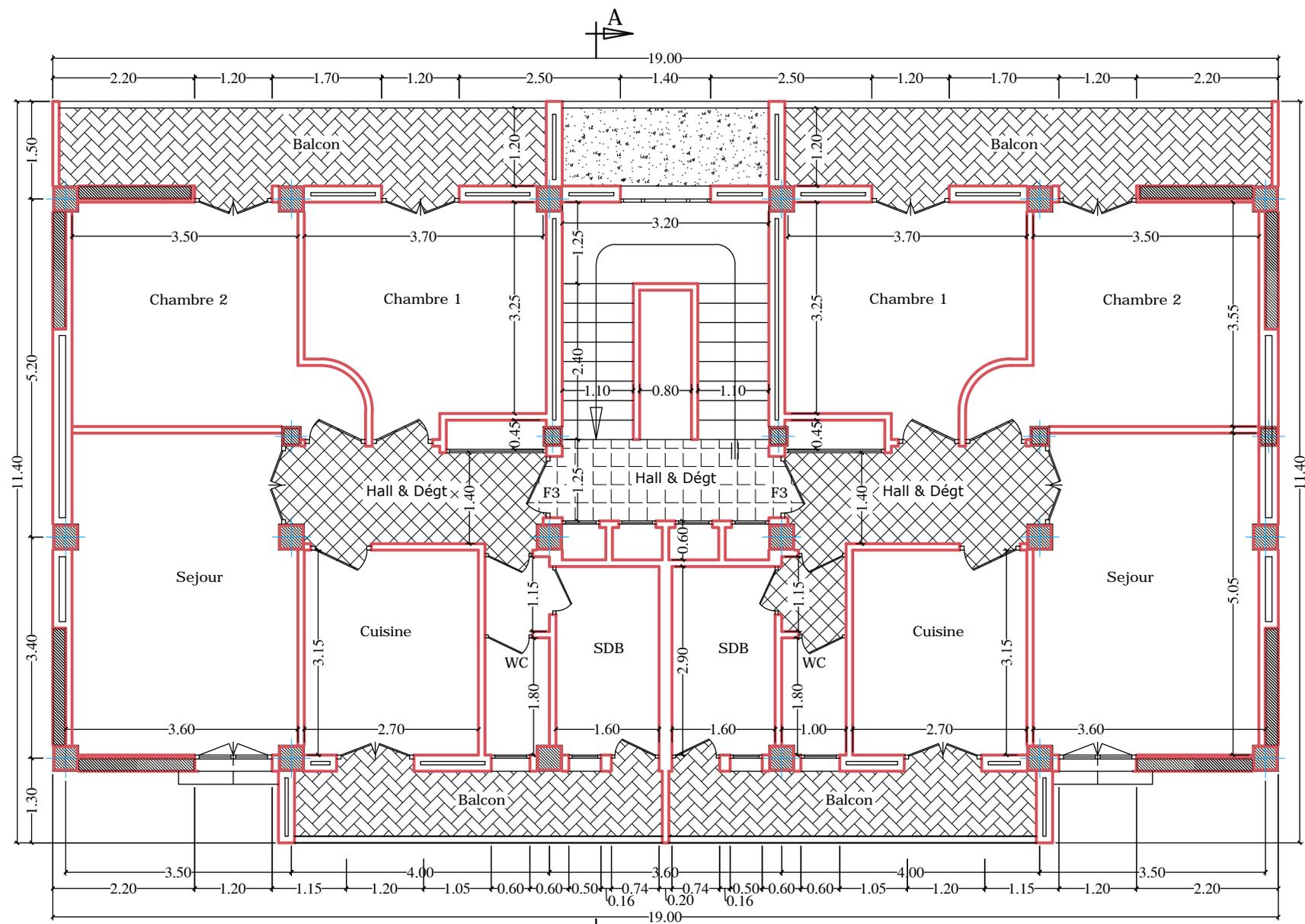
Plan du RDC

Ech: 1/50



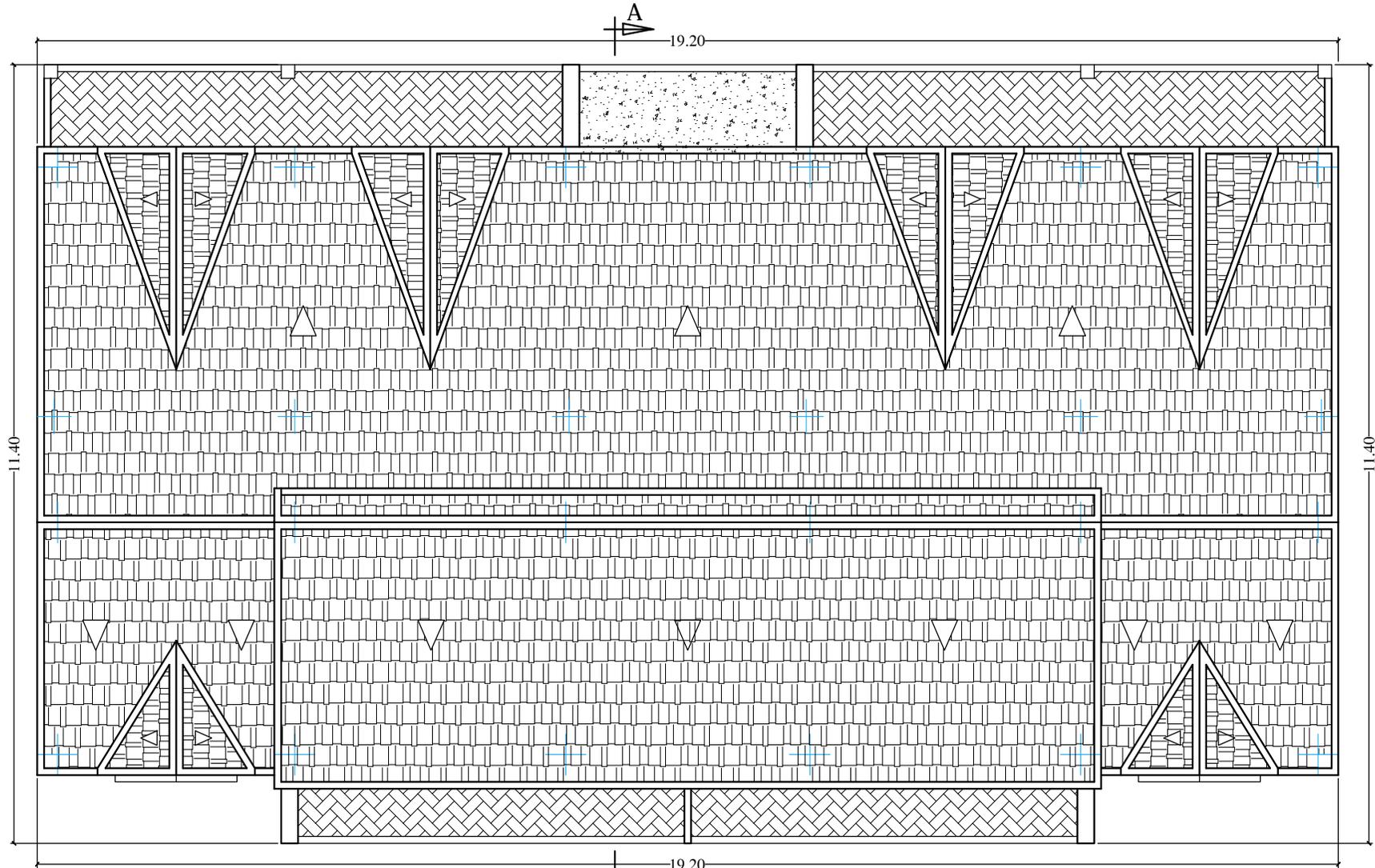
Plan 01, 02, 03 , 04 et 5ème Etages

Ech:1/50



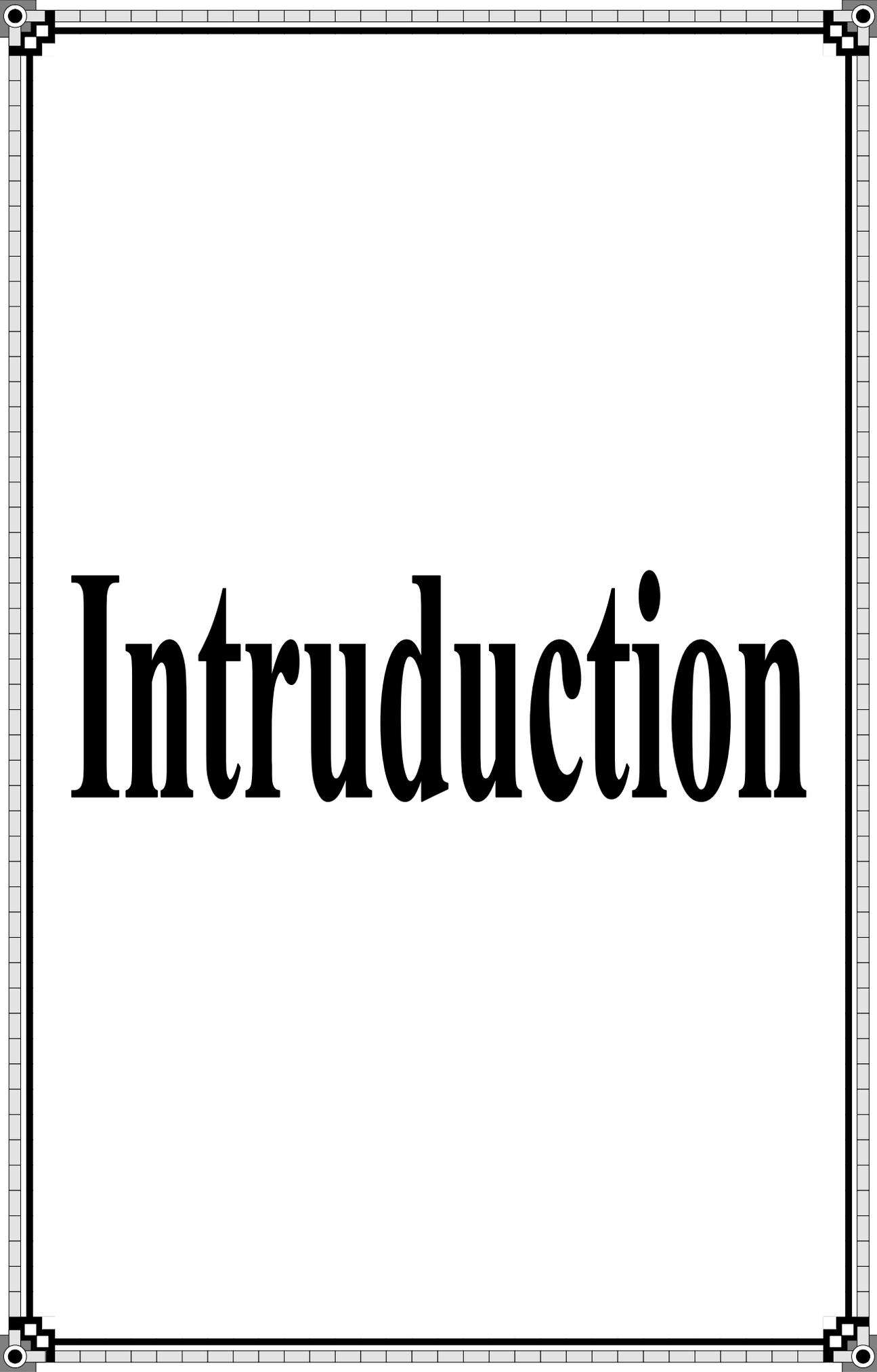
Plan du Comble

Ech: 1/50



Plan Toiture et Terrasse

Ech: 1/50



# Intruduction

# *Introduction générale*

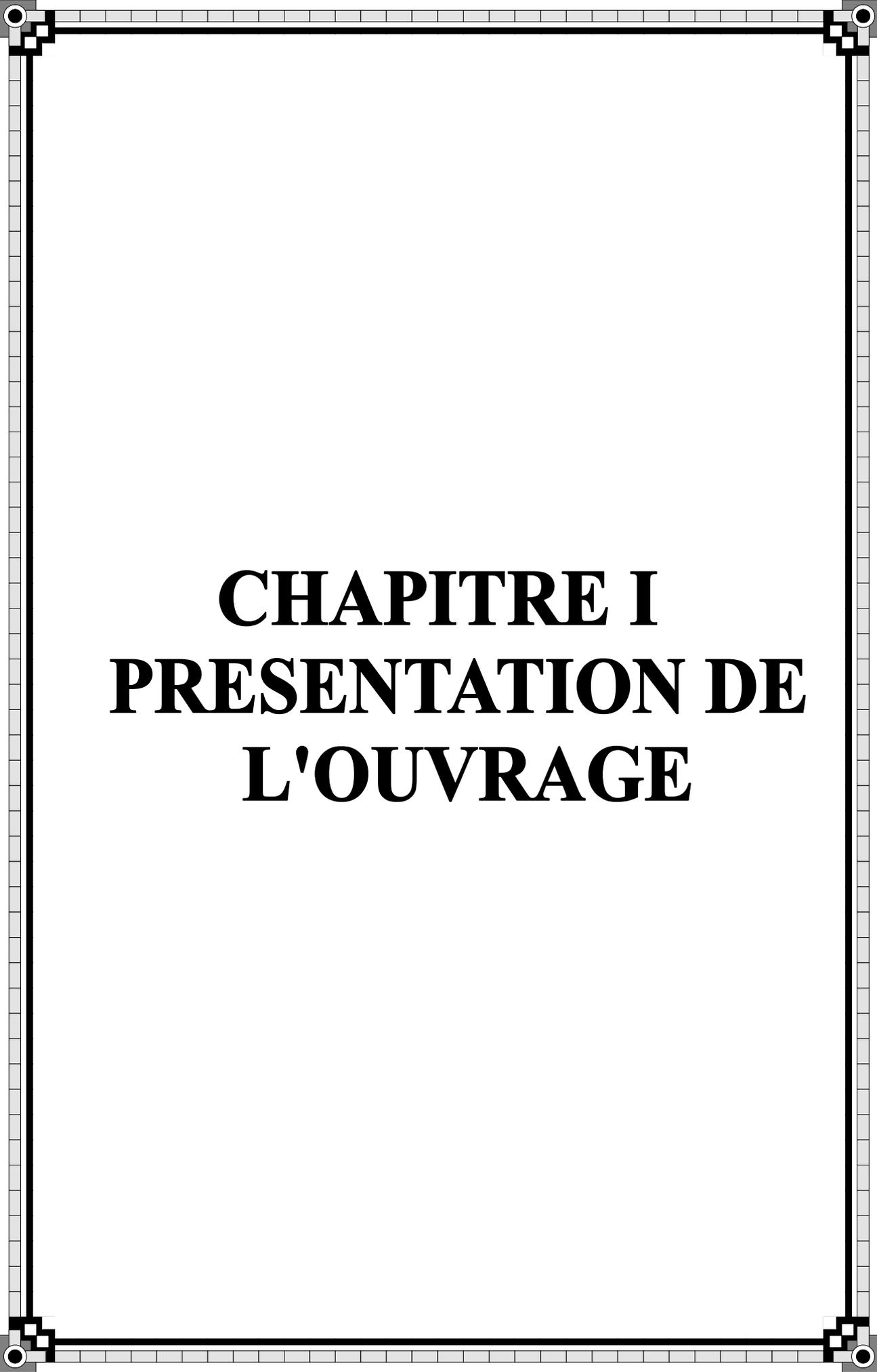
La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de la structure vis-à-vis des catastrophes naturelles tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi ousou) qui a malheureusement causé d'énormes pertes tant qu'humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés par le tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.



**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE**  
**L'OUVRAGE**

**I -1) Introduction :**

On regroupera sous le terme « Bâtiment » les immeubles à usages d'habitation, de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée « infrastructure ou fondation » et d'une partie hors terre « superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages ».

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

**I.2) Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5+Sous- sol+comble+toiture-terrasse) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (portique « poteau-poutre » et voile en béton armé).

Cet ouvrage sera implanté à FREHA dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes «RPA99 / Version 2003 » comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 ».Ce bâtiment est composé de :

- Un sous sol ;
- Un RDC à usage commercial;
- Cinq étages courant à usage d'habitation;
- Une cage d'escalier;
- Une charpente en bois.

**I.3) Caractéristiques géométriques :**

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

**En plan**

Longueur totale de bâtiment :  $L=19.20m$

Largeur totale ::  $l=11.40m$

**En élévation :**

Hauteur totale de bâtiment (charpente comprise) :  $H=23.82m$

Hauteur du comble :  $H=3.18m$

Hauteur d'étage courant :  $H=3.06m$

Hauteur de sous sols :  $H=3.40m$

Hauteur du RDC :  $H=4.08m$

#### **I .4) Différents éléments de l'ouvrage :**

**I.4.1) Ossatures du bâtiment** : les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version 2003 » préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature mixte faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré par deux types :

- **Contreventement par portique** : Ils sont en béton armé, constitués de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :
  - Reprendre les charges et surcharges verticales.
  - Transmettre directement les efforts aux fondations.
- **Contreventement par voiles** : Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :
  - D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
  - Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
  - Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

#### **I .4.2) Les planchers:**

Les planchers sont des aires planes délimitant les étages, ils assurent principalement deux fonctions qui sont :

-**Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.

-**Fonction d'isolation** : les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Il y a deux types de planchers:

- **Planchers en corps creux** : constitués de :
  - **Poutrelles** : assurant la fonction de portance. La distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
  - Les corps creux** : réalisés en béton, ils sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
  - Dalle de compression en béton** : de 4 à 5 cm d'épaisseur. , elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
    - Limiter les risques de fissuration à retrait .Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
    - Répartir entre poutrelles voisines les charges localisées notamment
    - celles des cloisons.

Planchers en corps creux ont pour rôle:

- Séparer les différents niveaux.
- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

- **Dalle pleine en béton armé :**

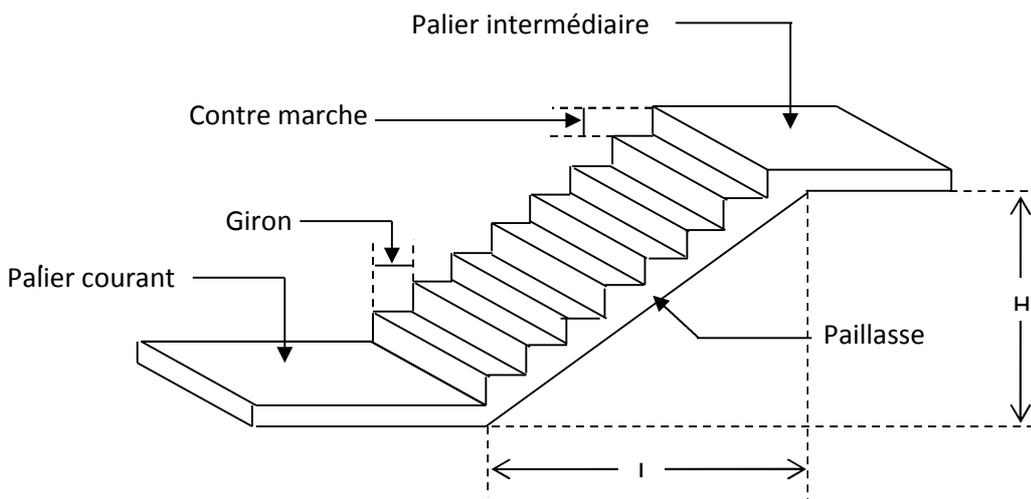
Les dalles pleines ont la forme d'une plaque d'épaisseur qui varie entre 12 à 18 cm. Elles sont utilisées dans la réalisation des salles machines et les escaliers (paliers).

#### I .4.3) Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

#### I .4.4) Les escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.



**Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier.**

Notre escalier comporte deux volées avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage

L : Longueur des marches

g : Largeur des marches

h : Hauteur des marches Palier de départ Palier d'arrivée

Et d'une volée qui n'est autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

**I.4.5) Balcons:**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

**I.4.6) Maçonnerie :**

**\*Les murs extérieurs :** seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 15cm et 10cm séparés d'une lame d'air de 5cm. Sa fonction est l'isolation thermique et acoustique.

**\*Les murs intérieurs :** ayant comme principale fonction la séparation des espaces. Ils seront réalisés en doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur 15cm et 10cm séparés d'une lame d'air de 5cm dans le cas de séparation entre les locaux commerciaux et les logements. Dans le cas de séparation interne des logements, ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**I.4.7) Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Plâtre : pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment : pour les façades extérieures.
- Carrelage : pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement en céramique : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

**I.4.8) Toiture :**

La toiture comprend :

• **Charpente :** C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solivettes ou fermettes.

• **Couverture :**

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

Liteaux : baguettes de bois clouées sur les chevrons qui reçoivent les ergots des tuiles.

Pannes : Pièces de charpente prenant appui sur l'arbalétrier et supportant les chevrons.

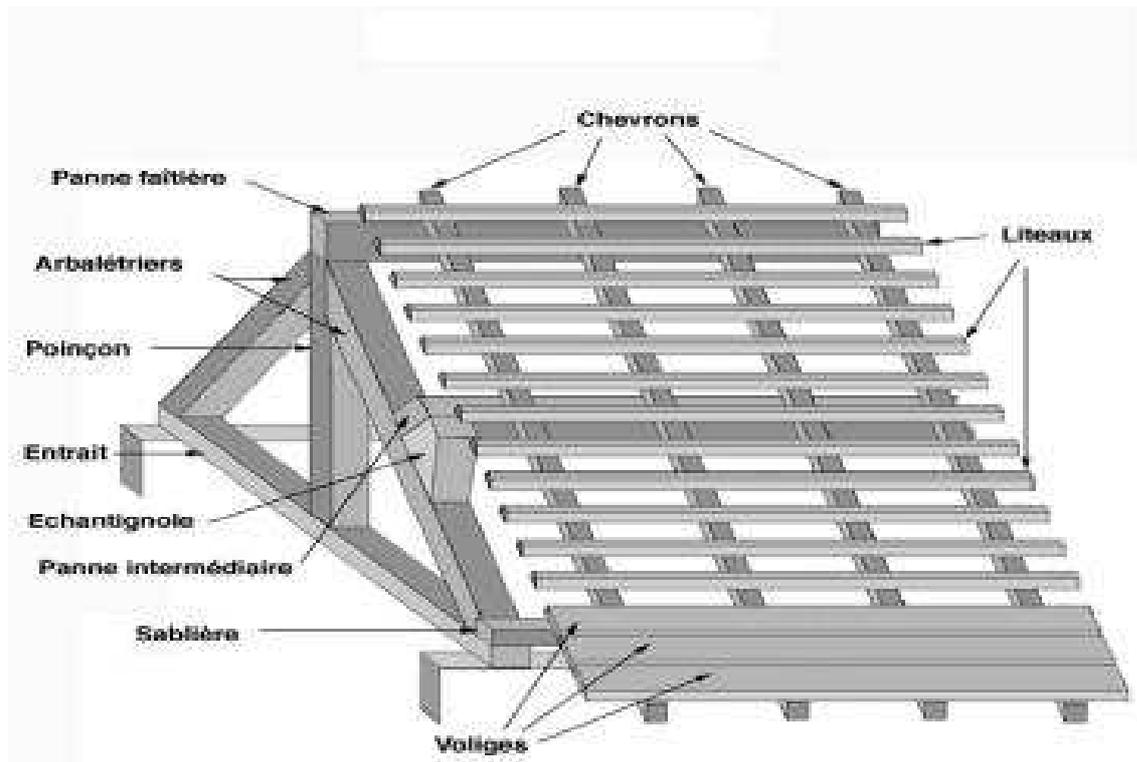


Figure I-2 : Terme de charpente.

#### I.4.8) Fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- \* Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- \* Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- \* Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- \* Etre un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

**I.5) Règlements utilisés et normes de conception :**

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants

- Règlements Parasismique Algériennes « RPA 99/Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « B.A.E.L.91 /modifiées.99 ».
- Documents Technique Règlementaires « D.T.R-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé «CBA93»

**I.6) Contraintes limites :**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le B.A.E.L.99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limites.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).

- **Etats limites de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

**I.7) Les matériaux :**

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction

Notre bâtiment sera réalisé avec le béton et l'acier qui sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

On opte pour la contrainte admissible du sol égale 2,0 MPA.

**I.7.1) Le béton:**

**a) Définition :** Le béton est un mélange dans les proportions préétablies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton

Dans notre cas, le béton sera dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPM II A et CPM II B. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par un laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

**b) Résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon (Art A. 2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99) comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (CBA 93 - A.2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25$  MPa

**c) Résistance caractéristique à la traction :**

(Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99) Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

**d) Contrainte à la compression :**

• **ELU (Etat Limite Ultime)** : correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

**Avec :**  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.5$  en situation courante.

$\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures.

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$

À  $j = 28$  jours en situation courante,  $\theta = 1$  (situation durable)

$$F_{bc} = \frac{0,85(25)}{1(1,15)} = 14,2 \text{ MPa}$$

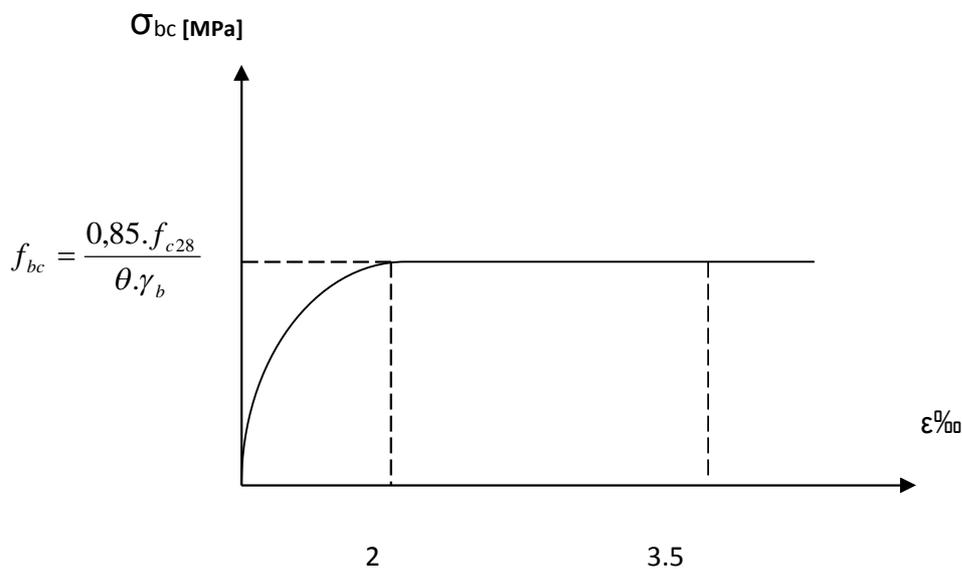


Fig I.3- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).

- D'une partie rectangle (état plastique)

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$$

• **ELS (Etat Limite de Service)** : c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{C28} \quad [\text{ART/A.4.5.2. BAEL91}]$$

$\sigma_{bc}$ : Contrainte admissible à l'ELS

A :  $j = 28$  jour :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

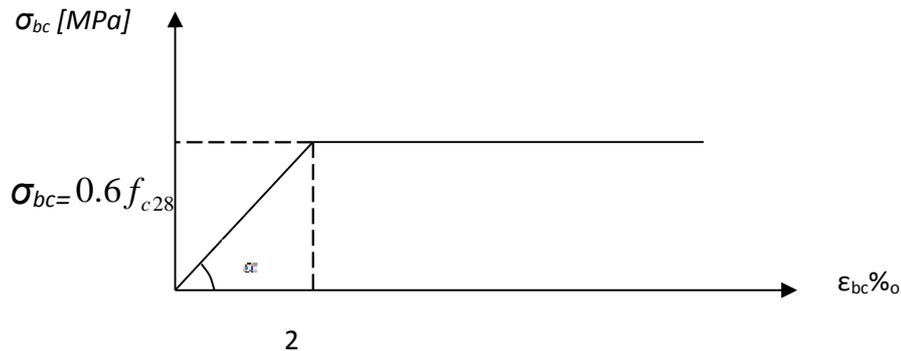


Figure I-4: Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

**e) Contrainte limite ultime de cisaillement (13BAEL91/Art5.1,1) :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec  $V_u$  : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU)

$b$  : valeur de la longueur de la section cisailée.

$d$  : Valeur de la hauteur utile ( $d = h - c$ )

**f) Contrainte tangente conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d_{bc}} \quad (\text{Art A - 5.1.21. BAEL91})$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa} \quad \text{pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**g) Module de déformation longitudinale :**

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

• **Module de déformation instantanée : (art A - 2 .1. 21 BAEL91):**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en MPa}$$

$$\text{D'où: pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée : (art A – 2.1.22 BAEL91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et à fin de tenir en compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en MPa}$$

D'où :  $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

#### **h) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de YOUNG

$\nu$  : Coefficient de POISSON

#### **i) Coefficient de POISSON :**

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale. Il sera pris égal à :

$\nu=0$  : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

$\nu=0.2$  : à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

#### **j) Fluage de béton:**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées,  $E_v = E_{\alpha} = 3.E_i$

#### **k) Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \cdot 10^{-4}$  à  $5 \cdot 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait

- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

**1) Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \cdot 10^{-6}$  à  $12 \cdot 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation.

**I.7.2) Acier :**

**a) Généralités :**

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone. Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments faibles, il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement aux efforts de traction

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après :

Type d'acier	Nominalisation	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ en [MPa]	Résistance à la rupture en [MPa]	Allongement relatif à la rupture en
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (0 < 6)	T.S	520	550	8

**Figure I-5 : Caractéristiques des aciers utilisés.**

**b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifiées99]**

Tous les aciers quelle que soit leur nuance, ont le même comportement élastique, donc un même module de Young :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 [\text{Mpa}].$$

**c) Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) pour les aciers est pris égal à 0.3

**d) Les contraintes limites :**

**1-Contrainte limite ultime :** l'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

- $\sigma_{st}$ : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- $f_e$ : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne

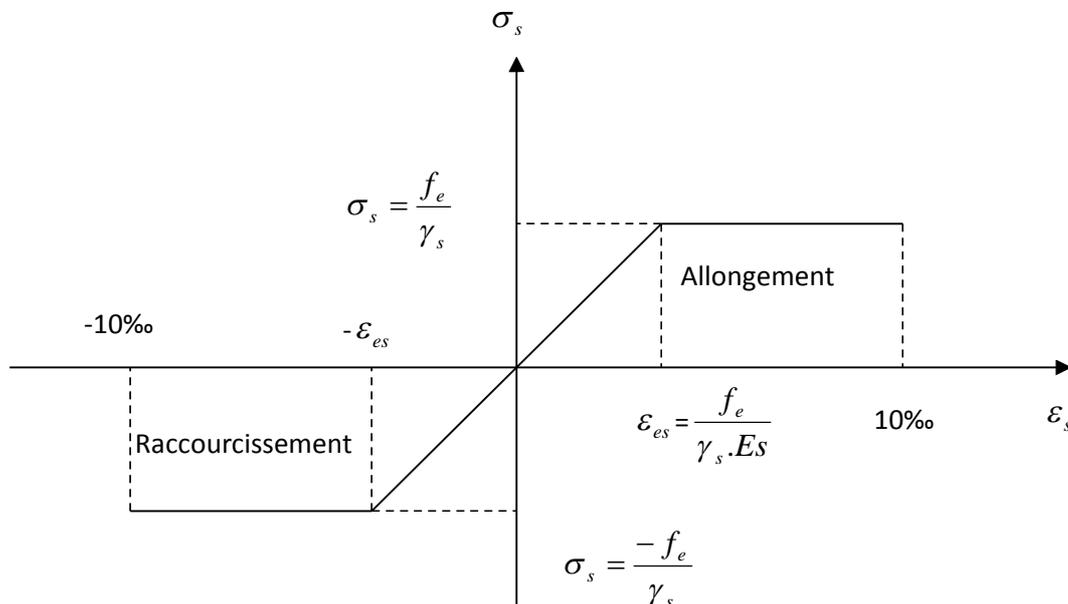
lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$  en situations courantes.

$\gamma_s = 1,00$  en situations accidentelles.

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les HA. 400}$$



**Fig. I.6 : Diagramme déformation-contraintes des aciers**

**2-Contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de réduire des fissures, pour limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL 91 (A.4.5.3) on distingue trois cas de fissures :

**\*Fissuration peu nuisible :(BAEL91/A.5.32) :**

- $f_e = \sigma_s$

**\*Fissuration préjudiciable :(BAEL91/Art4.5.33) :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{n} f t 28).$$

$\eta$ :coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ ..... Pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si  $\varnothing \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$  ..... pour les aciers à Haute Adhérence avec  $\varnothing < 6\text{mm}$

**\* Fissuration très préjudiciable (BAEL91/Art.4.5.33) :**

Dans le cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{n} . f t 28)$$

$\eta$ :coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$  .....pour les HA de diamètre  $> 6\text{mm}$ .

$\eta = 1.3$ .....pour les HA de diamètre  $< 6\text{mm}$ .

$\eta = 1.0$  .....pour les RL.

**e)Protection des armatures : [Art A.7.1 / BAEL91modifié99]**

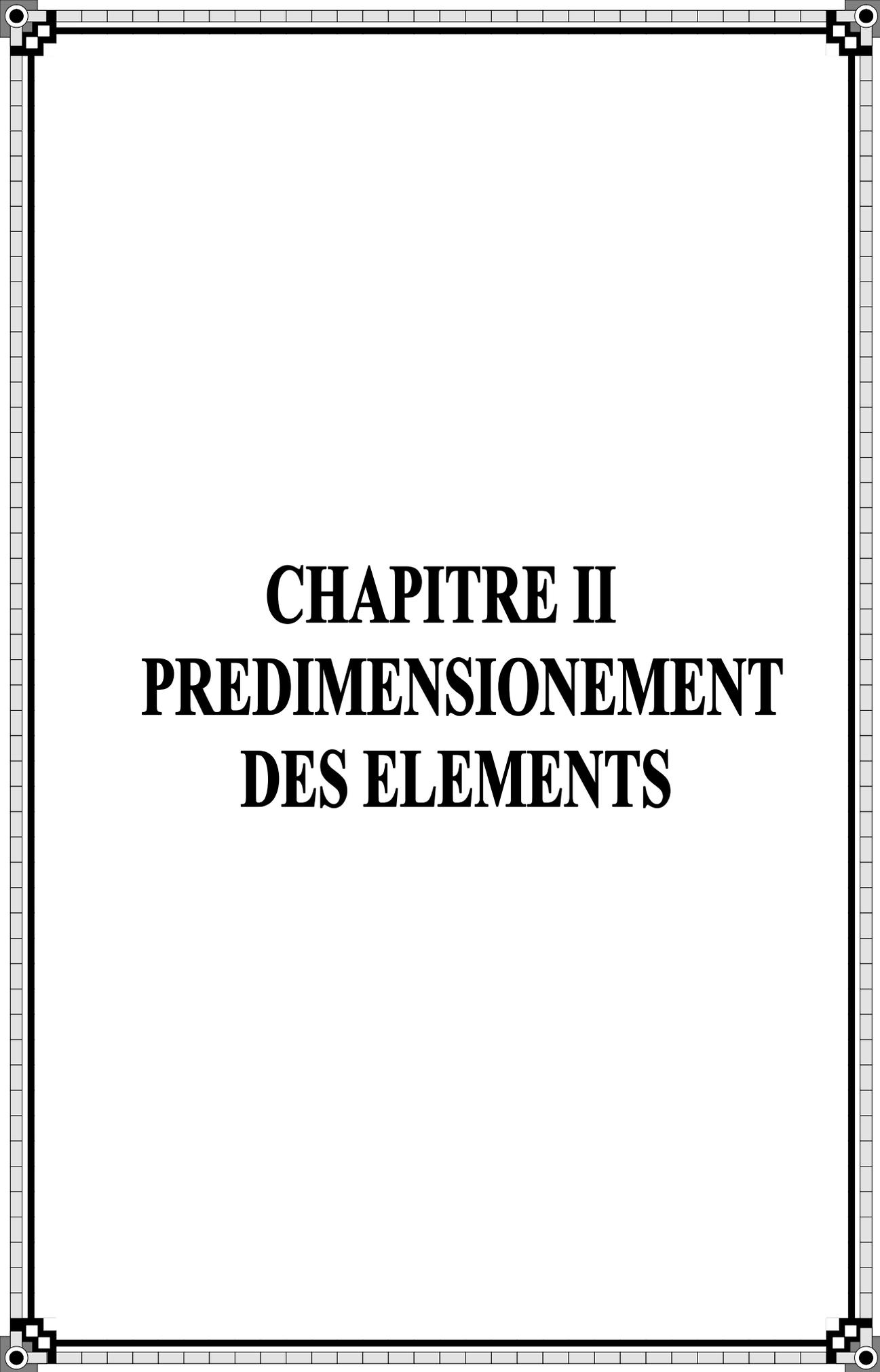
Pour protéger les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, en plus d'un excellent bétonnage, on doit aussi veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux valeurs suivantes :

- **C > 5cm** pour les ouvrages exposés à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C > 3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- **C > 1 cm** pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2. 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

**f) Conclusion :**

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivent on effectuera les calculs et les vérifications



**CHAPITRE II**  
**PREDIMENSIONNEMENT**  
**DES ELEMENTS**

**II) Introduction :**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (Principales et secondaires), les poteaux, les voiles et la toiture.

**II-1 Le plancher :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t > L_{\max}/22,5$$

$h_t$  : hauteur totale du plancher

$L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre entre nus maximale :

$$L = 4 - 0,25 = 3,75\text{m}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } h_t > 375/22,5 = 16,67 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire :  $h_t = 20 \text{ cm}$ .

16cm : hauteur de corps creux

4cm : hauteur de dalle de compression.

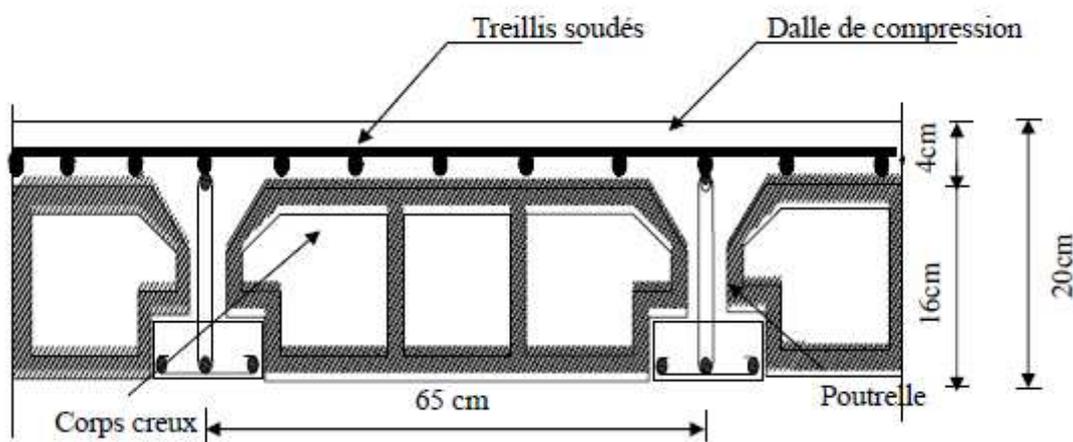


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

**II-2-Dalle pleine :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

**\*Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e > L_0 / 10 \quad L_0 : \text{portée libre}$$

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.20\text{m}$$

$$e > 1.20/10 = 0.120\text{m} = 12 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm. (**e=15 cm**)

**\*Résistance au feu :**

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

**\*Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m

**D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :**

$$h_0 = M/\rho = 350/2500 = 0.14\text{m}$$

**Nous prenons :  $h_0 = 15\text{cm}$**

**II-3 Les poutres :**

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place ; on distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

▪ Hauteur :  $L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10$

▪ Largeur :  $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

L : la portée maximum entre nus d'appuis de la travée considérée

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 liées à la zone

IIa telles que :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm}$$

$$ht / b \leq 4$$

$$b \text{ max} \leq 1,5 ht + b1 \quad \text{Avec : } b1 = 30 \text{ cm}$$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- poutres principales (ou porteuses)
- poutres secondaires (ou de chaînage)

**II-3-1 Poutres principales :**

Elles ont pour longueur :  $L_{\text{max}} = 520-25=495\text{cm}$

- La hauteur de la Poutre est :

$$495/15 < h_t < 495/10 \text{ alors : } \quad 33 < h_t < 49.5 \text{ cm . soit } h_t=40\text{cm}$$

-La largeur de la poutre :

$$0,40 (45) < 0,70 (45) \text{ alors : } \quad 18 < b < 31.5\text{cm soit } b=30\text{cm}$$

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99) :**

$b > 20 \text{ cm} \dots\dots 30 > 20 \text{ cm}$	condition Vérifiée.
$ht > 30\text{cm} \dots\dots 45 > 30\text{cm}$	condition Vérifiée.
$ht / b < 4 \dots\dots 45/30 = 1.5 < 4$	condition Vérifiée.
$b \text{ max} \leq 1,5 ht + b1 \dots\dots$ $30 \leq 1.5 \times 45 + 30 = 97.5\text{cm}$	condition Vérifiée.

**II-3-2 Poutres secondaires :**

Elles ont pour longueur :  $L_{\text{max}} = 400-25 = 375\text{cm}$

La hauteur de la Poutre est :

$$375/15 < h_t < 375/10 \quad \text{Alors } 25\text{cm} < h_t < 37.5\text{cm} \dots\dots \text{ soit } h_t = 35\text{cm.}$$

largeur de la Poutre est :

$$0.4 (35) < b < 0.7 (35) \quad \text{Alors } 14,00 < b < 24,50 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{ soit } b = 25\text{cm.}$$

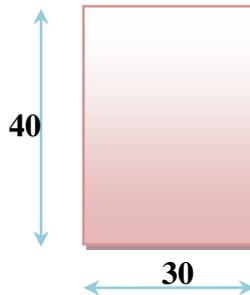
➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA)**

$b > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 > 20 \text{ cm}$	condition Vérifiée.
$ht > 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 > 30\text{cm}$	condition Vérifiée.
$ht / b < 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1.4 < 4$	condition Vérifiée.
$b_{\text{max}} \leq 1,5 ht + b1 \dots\dots$ $25 \leq 1.5 \times 35 + 30 = 82.2\text{cm}$	condition Vérifiée.

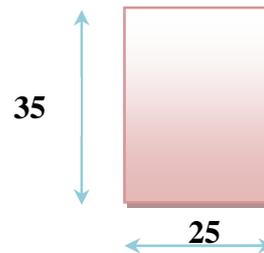
**Conclusion :**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (40 x 30) cm
- poutres secondaires (35x25) cm



***Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale***



***Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire***

**II-4- PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $L_{min} \geq 4e$ .

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité

Aux extrémités. **L'épaisseur minimale est de 15 cm**

•**Pour le sous-sol :**  $h=340\text{cm}$

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

$h_e = 340 - 20 = 320\text{cm}$

$e \geq h_e / e_p = 320 / 20 = 16$

•**Pour le RDC :**  $h = 408\text{cm}$

$h_e = h$  - épaisseur de la dalle

$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm}$

$e \geq h_e / e_p = 388 / 20 = 19,4$

•**Pour l'étage courant :**  $h = 306\text{ cm}$

$h_e = h$  - épaisseur de la dalle

$h_e = 306 - 20 = 286\text{ cm}$

$e \geq h_e / e_p = 286 / 20 = 14,3$

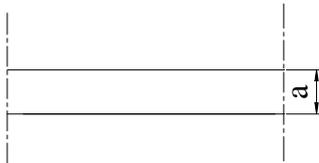
On adopte une épaisseur :  **$e = 20\text{cm}$**  pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée

**Vérification :**

On doit vérifier que  $L_{min} \geq 4e$  avec  **$L_{min}$**  : portée min des voiles

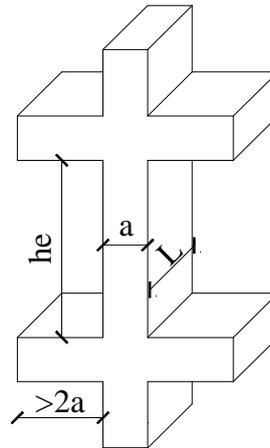
$L_{min} = 105\text{ cm} \Rightarrow L_{min} > 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$$a \geq h_e / 20$$



II-4 : Coupe de voile en plan

$$L \geq 4a$$



II-5 : Coupe de voile en élévation

**II-5- PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

$$\begin{aligned} \min (b_1, h_1) &> 25 \text{ cm} \\ \min (b_1, h_1) &> h_e / 20 \\ 1/4 < b / h_1 < 4 \end{aligned}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , tel que :  $N_s = G + Q$  avec :

**$N_s$**  : effort normal repris par le poteau.

**$G$**  : charge permanente.

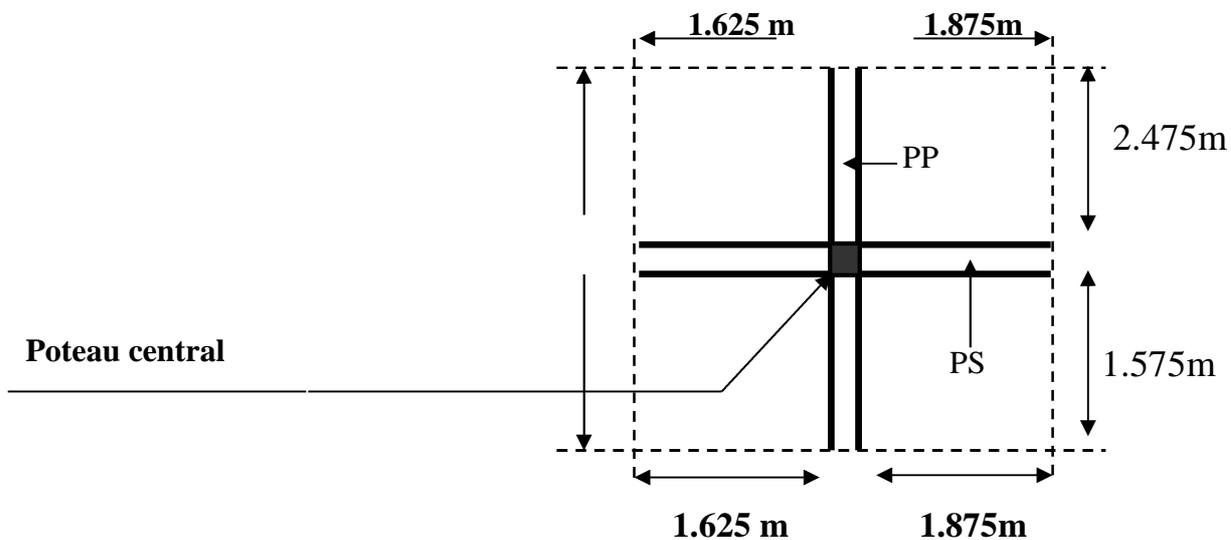
**$Q$**  : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B2 est le plus sollicité.

La section  $S$  est donnée par la formule suivante : 
$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Avec :  $\sigma_{bc}$  contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \qquad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**II-5-1- Surface d'influence :****• Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.875 \times 1.575 = 2.95 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.875 \times 2.475 = 4.64 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.625 \times 1.575 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.625 \times 2.475 = 4.02 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où: } S = 14.17 \text{ m}^2$$

**• Surface de la toiture :****Calcul de X:**

$$\text{On a: } \tan a = 1.82/4.11 = 0.433, \text{ d'où: } a = 24^\circ$$

$$\text{On: } \cos a = 4.11/X \rightarrow X = 4.11/\cos a$$

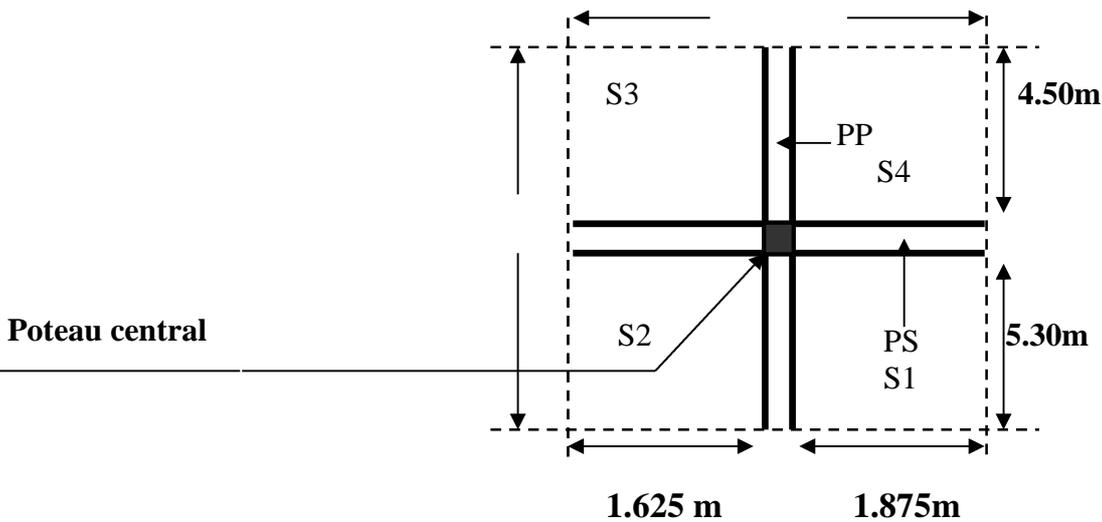
$$X = 4.11/\cos 24 = 4.50$$

$$\mathbf{X = 4.50m}$$

**Calcul de Y:**

$$\text{On a: } \tan \beta = 1.51/5.07 = 0.3 \text{ d'où } \beta = 17^\circ$$

$$\text{On: } \cos \beta = 5.07/Y \rightarrow Y = 5.07/\cos 17 \quad \mathbf{Y = 5.30m}$$



$$S1=1.875 \times 5.30=9.94 \text{ m}^2$$

$$S2=1.625 \times 5.30=8.61 \text{ m}^2$$

$$S3=1.625 \times 4.50=7.31 \text{ m}^2$$

$$S4=1.875 \times 4.50=8.44 \text{ m}^2$$

$$S_t = S1 + S2 + S3 + S4 = 34.3 \text{ m}^2$$

D'où:  $S_t = 34.3 \text{ m}^2$

## II.5.2 Charges et surcharges :

### II.5.2-1/ Charges permanentes :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) qui nous conduit aux données ci-après :

- Toiture :

Eléments	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Tuiles mécanique à emboitement (liteaux compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Murs pignons (cloison )	0.9
	Gt=1.4

Tableau : II.1-charges permanentes de la toiture

• **Plancher dernier étage (corps creux) :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$
1	Mortier de pose	(16+4)	2.85
2	Couche de sable	2	0.2
		Gpd	=3.05KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-2 : Charges revenant au Plancher dernier étage (corps creux)

• **Dalle pleine (balcons) :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$	$g(kN / m^2)$
1	Mortier de pose	2	22	0.44
2	Couche de sable	2	18	0.36
3	Enduit de ciment	2	18	0.36
4	Carrelage	2	22	0.44
5	Dalle pleine en béton armé	15	/	3.75
				G <sub>dp</sub> =5.35KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-3: charges revenants à la dalle pleine

• **Plancher étage courant (corps creux) :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho (KN / m^3)$	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses 8 trous y compris enduit	10	-	0.9
2	Revêtement carreaux Grés- Cérame	1	20	0,44
3	Mortier de pose	3	22	0,54
4	Couche de sable	3	18	0,57
5	Plancher en corps creux	16+4	-	2,85
6	Enduit plâtre	2	10	0,20
7	Enduit sur les deux cotés de la cloison	2	10	0,20
				G <sub>dp</sub> =5.66KN/m <sup>2</sup>

Tableau II-4: charges revenants à étage courant

**• Mur extérieur :**

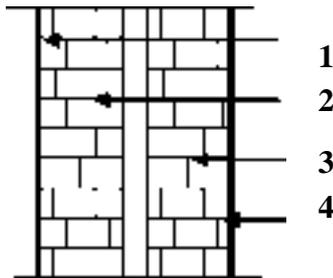


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Enduit au mortier de ciment	2	18	0,4
2	Cloison en briques creuses 8 trous	10	-	0,90
3	Cloison en briques creuses 12 trous	10	-	0.90
4	Lame d'air	5	-	-
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
		<b>Gme=2.4(KN/m<sup>2</sup>)</b>		

Tableau II-5 : Charge revenant aux murs extérieurs

**• Mur intérieur :**

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$p(KN / m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Enduit en plâtre	15	10	0.15
2	Brique creuse	10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	15	10	0.15
		<b>G<sub>mi</sub> =1.2kn/m<sup>2</sup></b>		

Tableau II-6: charge revenant aux murs intérieurs

**II.5.2-2 Surcharge d exploitation :**

Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Toiture	1.0
Plancher dernier étage (comble)	1.5
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II-7: Surcharges d'exploitations

**II-5-3-Poids propre des éléments :**

Eléments		Poids (KN)	
Toiture		G x St = 1.4 x 34.3	48.02
Plaque de plâtre		0.3x14.17	4.25
Planchers	Plancher étage courant	5.66 x14.17	80.20
	Plancher dernier étage	3.05 x 14.17	43.22
Poutres	Poutres principales	(0.40 x 0.30) x3.9 x 25	11.7
	Poutres secondaires	(0.35 x 0.25) x3.35 x 25	7.33
Poteaux	Poteau RDC	(0.3 x 0.3 x4.08) x 25	9.18
	Poteau SS	(0.3x0.3x3.40) x25	7.65
	Poteau d'étage courant	(0.3 x 0.3 x3.06) x 25	6.88
Poteaux	Poteau de comble	(0.3x0.3x3.18) x25	7.15

Tab .II.8 : Tableau résumant le poids propre des éléments.

**Surcharge d'exploitation :**

Eléments	La surcharge
Toiture :	Q <sub>0</sub> = 1 x 34.3 =34.30 KN
Plancher dernier étage	Q <sub>1</sub> = 5 x14.17 =21.25KN
Plancher étage courant	Q <sub>2</sub> =Q <sub>3</sub> = Q <sub>4</sub> = Q <sub>5</sub> = Q <sub>6</sub> = 1.5 x14.17 =21.25KN
Plancher RDC+SS	Q <sub>7</sub> = Q <sub>8</sub> =5x14.17 =70.85KN

Tab. II.9 : surcharge d'exploitation

**II-5-4 Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages :**

Elle s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5 .$$

Q<sub>0</sub> : surcharge d'exploitation de la toiture.

Q<sub>i</sub> : surcharge d'exploitation de l'étage i (i =1 à i=9)

n: numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q<sub>n</sub> : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69

Tableau II.10 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges

**Calcul des surcharges :**

**Niveau 07:**  $S_8=34.30\text{KN}$ .

**Niveau 06 :**  $S_7=Q_0+Q_1= 34.30+21.25=55.55\text{KN}$ .

**Niveau 05 :**  $S_6=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 34.3+0.95 (2X21.25)=74.68\text{KN}$ .

**Niveau 04 :**  $S_5= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 34.3+0.9 (3X21.25)=91.68\text{KN}$ .

**Niveau 03 :**  $S_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 34.3+0.85 (4X21.25)=106.55\text{KN}$ .

**Niveau 02 :**  $S_3= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=34.3+0.8 (5X21.25)=119.3\text{KN}$ .

**Niveau 01 :**  $S_2= Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=34.3+0.75 (6X21.25)=129.93\text{KN}$ .

**Niveau RDC :**  $S_1= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7)=34.3+0.71 (6X21.25+70.85)=175.13\text{KN}$

**Niveau SS :**  $S_0= Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 34.3+0.69 (6X21.25+2X70.85)$   
 $S_0=220.05\text{KN}$

Ni	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation (KN)	Effort Normaux (KN)	Section [cm] <sup>2</sup>	
	G plancher	G poteaux	G poutres	G total	G cumulé			Q cumulé	N=Gc+Qc
7	48.02	/	20.49	68.51	68.51	34.30	102.81	68.54	30x30
6	80.20	7.15	20.49	107.84	176.35	55.55	231.90	154.60	30x30
5	80.20	6.88	20.49	107.57	283.92	74.68	358.60	239.06	30x30
4	80.20	6.88	20.49	107.57	391.49	91.68	483.17	322.11	35x35
3	80.20	6.88	20.49	107.57	499.06	106.55	605.61	403.74	35x35
2	80.20	6.88	20.49	107.57	606.63	119.3	725.93	483.95	35x35
1	80.20	6.88	20.49	107.57	714.20	129.93	844.13	562.75	35x35
RDC	80.20	9.18	20.49	109.87	824.07	175.13	999.20	666.13	40x40
S-sol	80.20	7.65	20.49	108.34	932.41	220.05	1152.46	768.30	40x40

Tableau II-11: récapitulatif de la descente de charge

**II-5-5- Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne

Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b; h) \geq 25 \text{ cm}$ .
- $\text{Min} (b; h) \geq h_e/20$ .
- $1/4 < b/h < 4$ .

➤ Sous-sol : poteau (40x40) :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = min(40,40) = 40 cm > 25 cm ..... Condition vérifiée.

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 40 cm > h<sub>e</sub> / 20 = 340/20 = 17 cm ..... Condition vérifiée.

1/4 < 40/40 < 4    0.25 < 1 < 4 ..... Condition vérifiée.

➤ RDC : poteau (40x40) :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = min(40,40) = 40 cm > 25 cm ..... Condition vérifiée.

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 40 cm > h<sub>e</sub> / 20 = 408/20 = 20.4 cm ..... Condition vérifiée.

1/4 < 40/40 < 4    0.25 < 1 < 4 ..... Condition vérifiée.

➤ 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage : poteau (35x35) :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = min(35,35) = 35 cm > 25 cm ..... Condition vérifiée.

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 35 cm > h<sub>e</sub> / 20 = 306/20 = 15.3 cm ..... Condition vérifiée.

1/4 < 35/35 < 4    0.25 < 1 < 4 ..... Condition vérifiée.

➤ Le comble : poteau (30x30) :

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = min(30,30) = 30 cm > 25 cm ..... Condition vérifiée.

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 30 cm > h<sub>e</sub> / 20 = 318/20 = 15.9 cm ..... Condition vérifiée.

1/4 < 30/30 < 4    0.25 < 1 < 4 ..... Condition vérifiée.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- Sous-sol et RDC : (40 x 40) cm<sup>2</sup>
- 1<sup>er</sup> au 4<sup>ème</sup> étage : (35 x 35) cm<sup>2</sup>
- 5<sup>ème</sup> au dernier niveau : (30 x 30) cm<sup>2</sup>

### **II-5-6- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec : L<sub>f</sub> : longueur de flambement ( L<sub>f</sub> = 0.7 L<sub>0</sub> ) ;

I : Elancement du poteau.

i : rayon de giration (  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  ) ;

L<sub>0</sub> : hauteur libre du poteau ;

B : section transversale du poteau ( B = b x h )

I : Moment d'inertie du poteau (  $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ,  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  )

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- Pour le sous sol : **(40x40)**

$$L_0 = 3.40 \text{ m d' où } \lambda = 0.7 \times 3.40 (\sqrt{12}/0.40) \quad \lambda = 20.61 < 50 \quad \text{condition vérifiée}$$

- Pour le RDC : **(40x40)**

$$L_0 = 4.08 \text{ m d' où } \lambda = 0.7 \times 4.08 (\sqrt{12}/0.40) \quad \lambda = 24.73 < 50 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- Pour l'étage courant : **(35x35)**

$$L_0 = 3.06 \text{ m d' où } \lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12}/0.35) \quad \lambda = 21.20 < 50 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- Pour l'étage courant : **(30x30)**

$$L_0 = 3.06 \text{ m d' où } \lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12}/0.30) \quad \lambda = 24.73 < 50 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- Pour le dernier étage : **(30x30)**

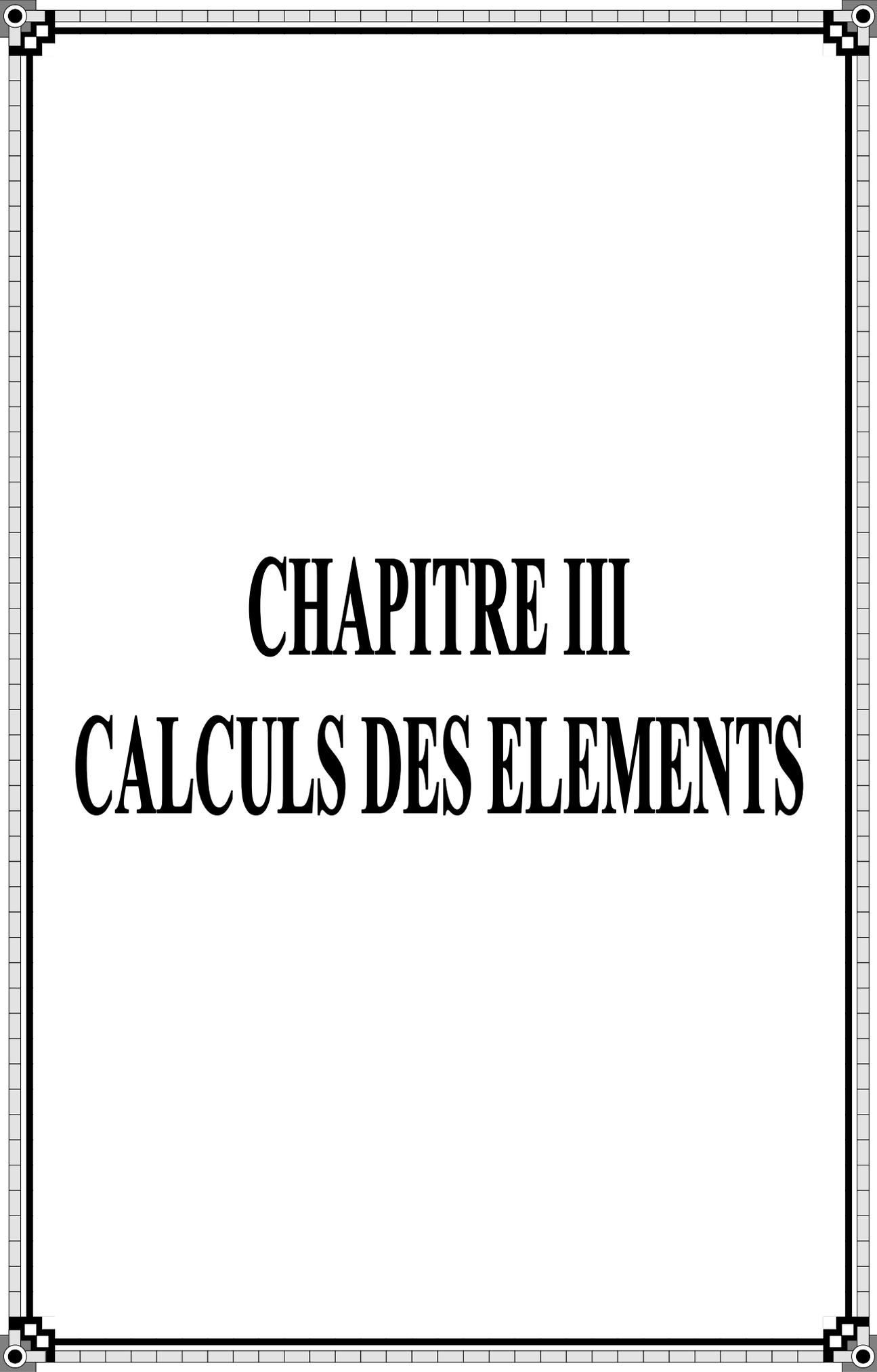
$$L_0 = 3.18 \text{ m d' où } \lambda = 0.7 \times 3.18 (\sqrt{12}/0.30) \quad \lambda = 25.70 < 50 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

### II-6) CONCLUSION

Eléments		Pré dimensionnements
Plancher		ht = 20cm
Dalle pleine (Balcon)		ht = 15 cm
Voile		ht = 20cm
Poutre	P principales	(40x30) cm <sup>2</sup>
	P secondaire	(35x25) cm <sup>2</sup>
Poteau	RDC-SS	(40x40) cm <sup>2</sup>
	niveau 1, 2, 3 et 4 niveau	(35x35) cm <sup>2</sup>
	5 <sup>eme</sup> au dernier niveau	(30x30) cm <sup>2</sup>

Tab .II.12 : pré dimensionnement des différents éléments.



# **CHAPITRE III**

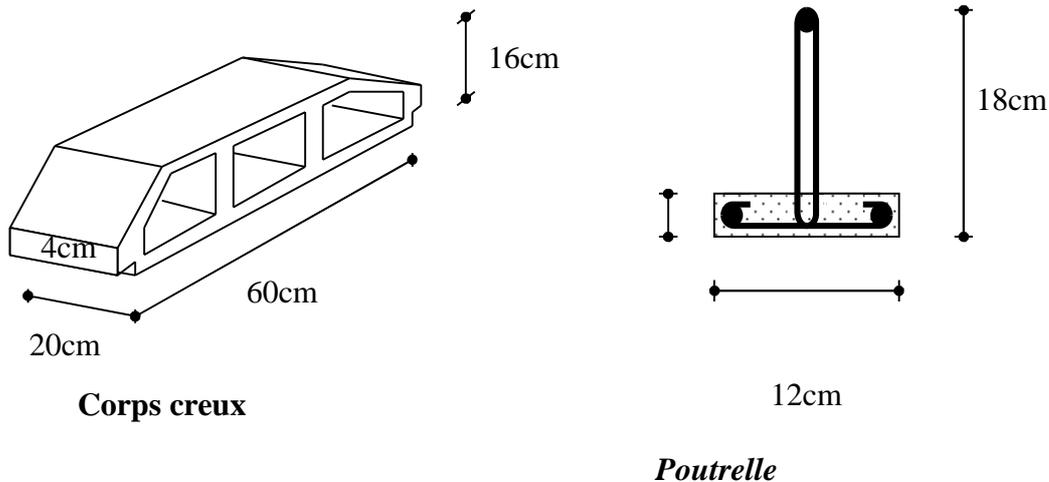
## **CALCULS DES ELEMENTS**

**III-1) Calcul des planchers :****III-1-1) LES PLANCHERS :**

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour quatre types de planchers qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (habitation, commerce et dernier étage):

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.



La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait .
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

- Détermination des dimensions de la section en T :

20cm pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.

33cm pour les armatures // aux poutrelles.

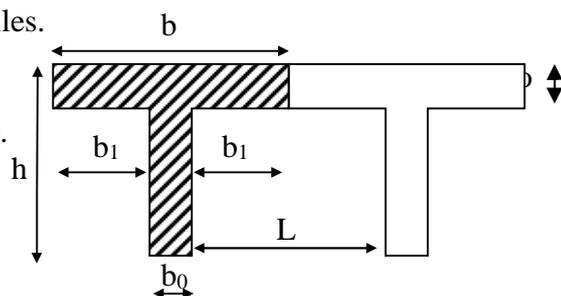
$h=16+4=20$  cm (hauteur de la dalle).

$h_0=4$ cm (épaisseur de la dalle de **compression**).

$c=2$  cm (enrobage).

$d=18$ cm (hauteur utile).

$b_1$ =largeur de l'hourdis.



Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

La longueur du hourdis à prendre en compte est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{400 - 25}{10} = 37.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 30 \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \quad \phi 6 \text{ nuances TLE520}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = b_0 + 2b_1 = 12 + 2 \times 26,5 = 65 \text{ cm}$$

### **III-1-2) Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

#### **III-1-2-1) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

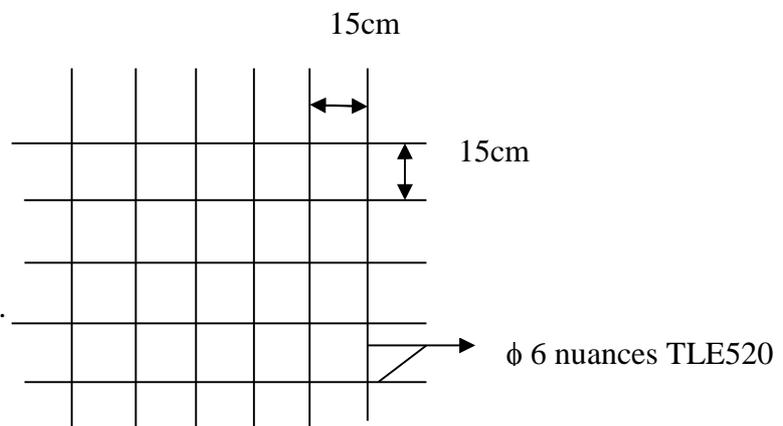
Avec : L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles.

D'où :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Soit : } A_{\perp} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$$

=> on prend l'espacement e = 15 cm.



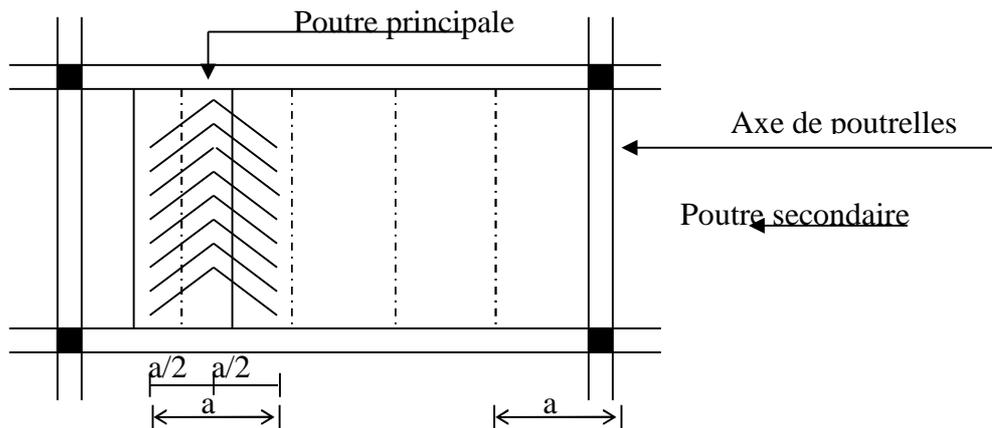
#### **III-1-2-2) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,7 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit :  $A_{//} = 6\Phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  l'espacement e = 15 cm.

### **Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

**III-1-3) Calcul des poutrelles :****Figure III-1-1 : Surfaces revenant aux poutrelles**

$a$  : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement par deux étapes.

**III-1-3-1) Avant le coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c.à.d. la travée de plus grande longueur :

$$L=4.00\text{m}$$

**A. Charges et surcharges :**

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$
- Poids propre du corps creux (16 cm)  $0.65 \times 0.95 \times 1.00 = 0.617 \text{ KN / ml}$ .
- Surcharge due à l'ouvrier = 1 KN/ml.

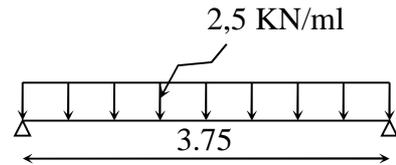
**B. Combinaison des charges :**

$$\text{Charge permanente : } G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

**C. Ferrailage à l'état limite ultime :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times (1) = 2.5 \text{ KN / ml}$$

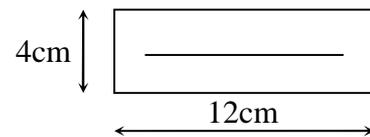
**Schéma statique**

$$L = 4.00 - 0.25 = 3.75 \text{ m.}$$

- **Le moment fléchissant**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.75^2}{8} = 4.39 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.75}{2} = 4.69 \text{ KN}$$



- **Ferrailage de la poutrelle :**

$$-d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.39 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.441 > 0.392$$

$\mu > \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée S.D.A

- **Conclusion:**

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

### **III-1-3-2- Après le coulage de dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.



2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées .....**Condition vérifiée**

3- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$(0.80 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25)$$

On a :

$$L_i / L_{i+1} = 3.50 / 4.00 = 0.87$$

$$L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.60 = 1.11$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.60 / 4.00 = 0.90$$

$$L_i / L_{i+1} = 4.00 / 3.50 = 1.14$$

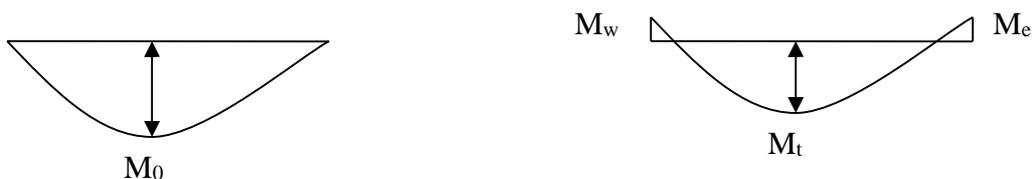
.....**Condition vérifiée**

4- La fissuration est considérée comme peu nuisible.....**Condition vérifiée.**

**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**III-1-4-2) Principe de la méthode:**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Figure III-1-2 : Diagramme des moments (principe de la méthode)**

**III-1-4-3) Exposé de la méthode :**

- le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  , varie de 0 à 2/3 pour un plancher

à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha = 0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha = 2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée  
Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

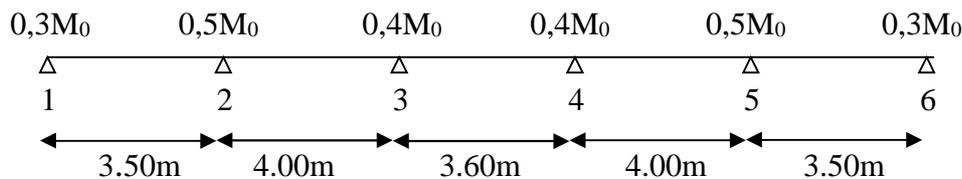
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 6 appuis, comme présentée dans le schéma suivant :



#### **III-1-4-4) calcul des coefficients :**

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.25}{3.25 + 3.68} = 0.469 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0.469$

$$1 + 0.3\alpha = 1.141$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.570$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.670$$

#### **III-1-4-5) calcul des moments en travée :**

##### **- travée de rive :**

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.670M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.141M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.741M_0$$

On prend  $M_t = 0.75 M_0$

##### **- Travée intermédiaire :**

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.141M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.691M_0$$

$$- M_t \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.570M_0$$

On prend  $M_t = 0.70 M_0$

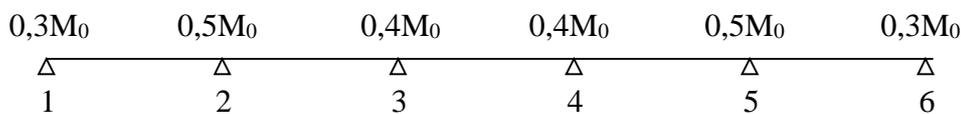
### **III-1-4-6) Calcul des Moments isostatiques:**

$$M_{012} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.84 \times (3.5)^2 / 8 = 15.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.84 \times (4)^2 / 8 = 19.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.84 \times (3.6)^2 / 8 = 15.94 \text{ KN.m}$$

### **III-1-4-7) Calcul des Moments sur appuis:**



$$M_1 = M_6 = 0.3M_{012} = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = 0.5 \max(M_{012}, M_{023}) = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = 0.4 \max(M_{023}, M_{034}) = 7.87 \text{ KN.m}$$

Les résultats de  $M_0$  et  $M_t$  sont résumés dans le tableau suivant :

### **a) Plancher à usage commercial :**

T ravées	Lo (m)	Qu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	A	Mt (KN.m)
1-2	3.50	9.84	15.07	4.52	9.84	0.47	11.30
2-3	4.00	9.84	19.68	9.84	7.87	0.47	13.78
3-4	3.60	9.84	15.94	7.87	7.87	0.47	11.16
4-5	4.00	9.84	19.68	7.87	9.84	0.47	13.78
5-6	3.50	9.84	15.07	9.84	4.52	0.47	11.30

**Tableau III-1-1: Calcul des moments fléchissant a l'ELU.**

Même étapes de calcul pour :

**b) Plancher à usage d'habitation :**

Travée	$l_0$ (m)	$Q_u$ (Kn/ml)	$M_0$ (Kn.m)	$M_w$ (Kn.m)	$M_e$ (Kn.m)	$a$	$M_t$ (Kn.m)
1-2	3.50	6.44	9.86	2.96	6.44	0.21	6.41
2-3	4.00	6.44	12.88	6.44	5.15	0.21	8.37
3-4	3.60	6.44	10.43	5.15	5.15	0.21	6.78
4-5	4.00	6.44	12.88	5.15	6.44	0.21	8.37
5-6	3.50	6.44	9.86	6.44	2.96	0.21	6.41

Tableau III-1-2: Calcul des moments fléchissant a l'ELU.

**c) Plancher de dernier étage:**

T	$l_0$ (m)	$Q_u$ (Kn/ml)	$M_0$ (Kn.m)	$M_w$ (Kn.m)	$M_e$ (Kn.m)	$A$	$M_t$ (Kn.m)
1-2	3.50	3.65	5.59	1.68	3.65	0.25	4.19
2-3	4.00	3.65	7.30	3.65	2.92	0.25	4.74
3-4	3.60	3.65	5.91	2.92	2.92	0.25	3.84
4-5	4.00	3.65	7.30	2.92	3.65	0.25	4.74
5-6	3.50	3.65	5.59	3.65	1.68	0.25	4.19

Tableau III-1-3: Calcul des moments fléchissant a l'ELU.

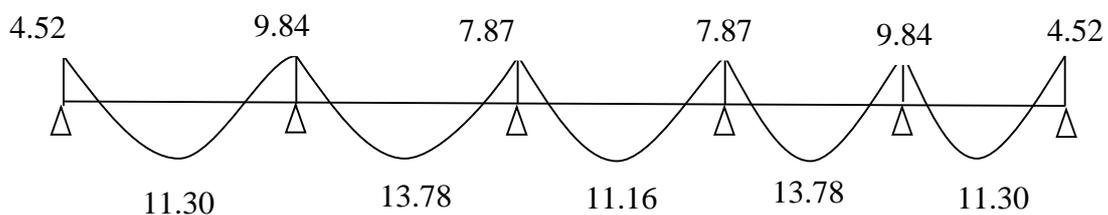
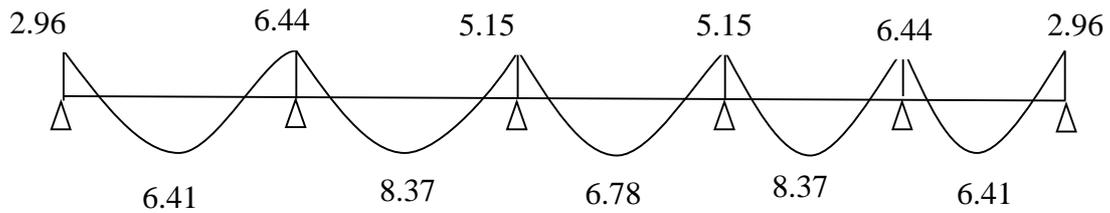
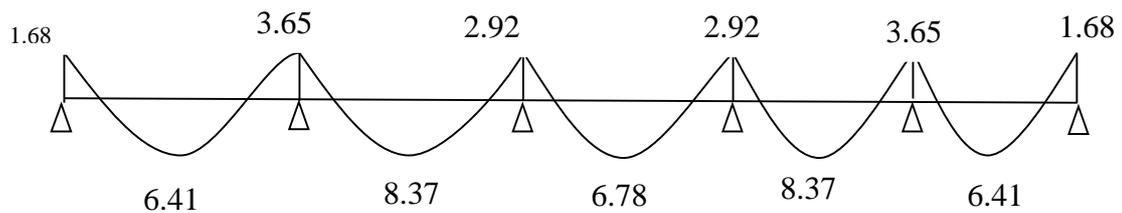
**Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU :**

Figure.III.1.3 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU de plancher d'étage commerciale



**Figure.III.1.4. Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU de plancher d'étage habitation**



**Figure.III.1.5 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU de plancher dernier étage commerciale**

**III-1-4-8) Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{Mw - Me}{L_{i+1}}$$

$$T_w = -\frac{qu.L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

$$T_e = T_w + qu.L$$

**a)Plancher à usage commercial :**

Travées	Lo (m)	Qu (KN/ml)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Te (KN)	Tw (KN)
1-2	3.50	9.84	4.52	9.84	15.7	-18.74
2-3	4.00	9.84	9.84	7.87	20.17	-19.19
3-4	3.60	9.84	7.87	7.87	17.71	-17.71
4-5	4.00	9.84	7.87	9.84	19.19	-20.17
5-6	3.50	9.84	9.84	4.52	18.74	-15.7

**Tableau III-1-4: Calcul des efforts tranchants a L'ELU.**

**b) Plancher à usage d'habitation :**

Travées	Lo (m)	Qu (Kn/ml)	Mw (Kn.m)	Me (Kn.m)	Te (KN)	Tw (KN)
1-2	3.50	6.44	2.96	6.44	10.27	-12.26
2-3	4.00	6.44	6.44	5.15	13.20	-12.56
3-4	3.60	6.44	5.15	5.15	11.59	-11.59
4-5	4.00	6.44	5.15	6.44	12.56	-13.20
5-6	3.50	6.44	6.44	2.96	12.26	-10.27

Tableau III-1-5: Calcul des efforts tranchants a L'ELU.

**c) Plancher de dernier étage:**

Travées	Lo (m)	Qu (Kn/ml)	Mw (Kn.m)	Me (Kn.m)	Te (Kn)	Tw (Kn)
1-2	3.50	3.65	1.68	3.65	5.82	-6.95
2-3	4.00	3.65	3.65	2.92	7.48	-7.12
3-4	3.60	3.65	2.92	2.92	6.57	-6.57
4-5	4.00	3.65	2.92	3.65	7.12	-7.48
5-6	3.50	3.65	3.65	1.68	6.95	-5.82

Tableau III-1-6: Calcul des efforts tranchants a L'ELU.

## III-1-4-8) Diagramme des efforts tranchants T :

- **Plancher à usage commercial :**

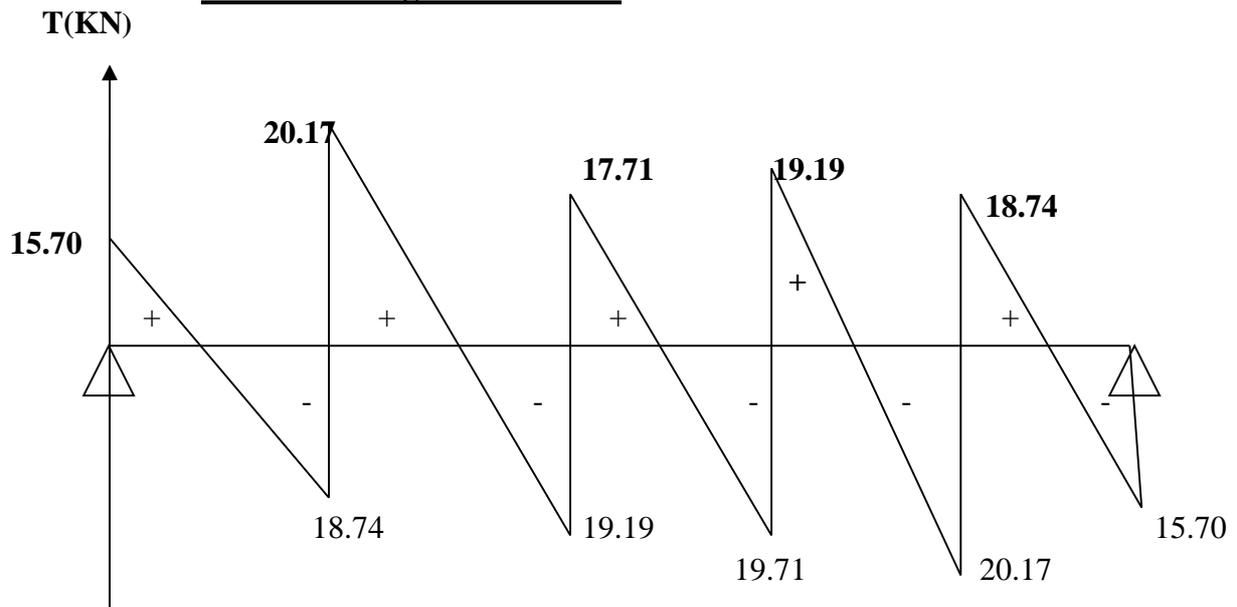


Figure III-1-6: Diagramme des efforts tranchants

• Plancher à usage d'habitation :

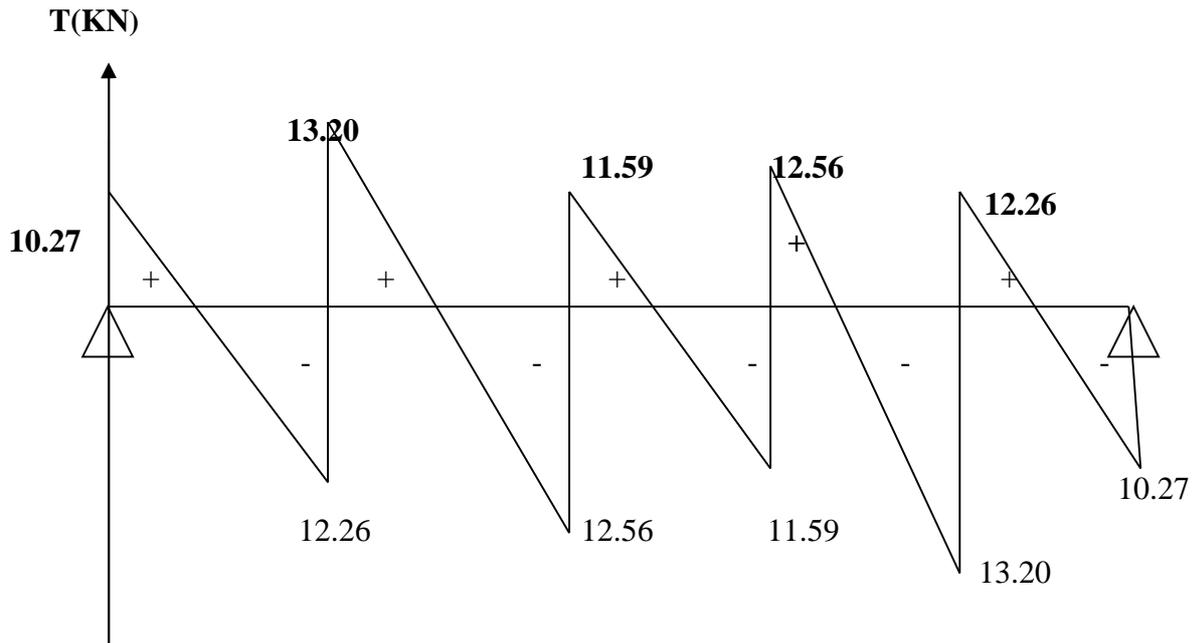


Figure III-1-7 : Diagramme des efforts tranchants a L'ELU

Plancher dernier étage :

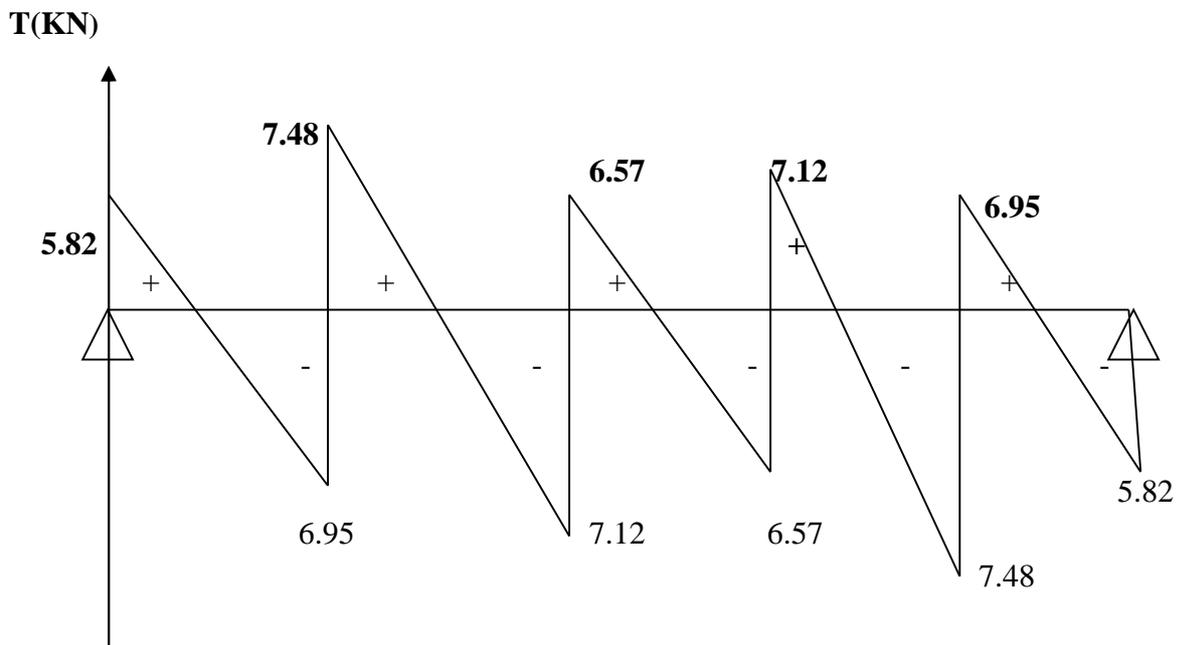


Figure III-1-8: Diagramme des efforts tranchants L'ELU

**III-1-5) Calcul à l'ELS :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnels à cette charge  $q_u$ . Il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par  $q_s$  et de diviser par  $q_u$  pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = q_s / q_u$$

**a) Plancher à usage commercial :****1) calcul des moments :**

	$L_0$	$q_s$	$q_s/q_u$	$M_t$	$M_w$	$M_e$
<b>1-2</b>	3.50	6.93	0.704	8.00	3.18	6.93
<b>2-3</b>	4.00	6.93	0.704	9.70	6.93	5.54
<b>3-4</b>	3.60	6.93	0.704	7.86	5.54	5.54
<b>4-5</b>	4.00	6.93	0.704	9.70	5.54	6.93
<b>5-6</b>	3.50	6.93	0.704	8	6.93	3.18

Tableau III-1-7: Calcul des moments fléchissant a l'ELS.

**2) Calcul des efforts tranchants :**

	$L_0$	$q_s$	$q_u/q_s$	$T_{wi}$	$T_{wi}$
1-2	3.50	6.93	0.704	11.05	-13.19
2-3	4.00	6.93	0.704	14.20	-13.51
3-4	3.60	6.93	0.704	12.47	-13.88
4-5	4.00	6.93	0.704	13.51	-14.20
5-6	3.50	6.93	0.704	13.33	-11.05

Tableau III-1-8: Calcul des efforts tranchants a L'ELS.

**b) Plancher à usage d'habitation:****1) Calcul des moments :**

$$I = q_s / q_u = 4.66/6.44 = 0.724$$

	$L_0$	$q_s$	$q_s/q_u$	$M_t$	$M_w$	$M_e$
<b>1-2</b>	3.50	6.93	0.724	4.64	2.14	4.66
<b>2-3</b>	4.00	6.93	0.724	6.06	4.66	3.73
<b>3-4</b>	3.60	6.93	0.724	4.91	3.73	3.73
<b>4-5</b>	4.00	6.93	0.724	6.06	3.73	4.66
<b>5-6</b>	3.50	6.93	0.724	4.64	4.66	2.14

Tableau III-1-9: Calcul des moments fléchissant a l'ELS.

**2) Calcul des efforts tranchants :**

	$L_0$	$q_s$	$q_u/q_s$	$T_{wi}$	$T_{wi}$
1-2	3.50	6.93	0.704	7.44	-8.88
2-3	4.00	6.93	0.704	9.56	-9.09
3-4	3.60	6.93	0.704	8.39	-8.39
4-5	4.00	6.93	0.704	9.09	-9.56
5-6	3.50	6.93	0.704	8.88	-7.44

Tableau III-1-10: Calcul des efforts tranchants a L'ELS.

**c)Plancher dernier étage:****1) calcul des moments :**

$$I = q_s / q_u = 2.63/3.65 = 0.720$$

	$L_0$	$q_s$	$q_s/q_u$	$M_t$	$M_w$	$M_e$
<b>1-2</b>	3.50	6.93	0.720	3.02	1.21	2.63
<b>2-3</b>	4.00	6.93	0.720	3.41	2.63	2.10
<b>3-4</b>	3.60	6.93	0.720	2.76	2.10	2.10
<b>4-5</b>	4.00	6.93	0.720	3.41	2.10	2.63
<b>5-6</b>	3.50	6.93	0.720	3.02	2.63	1.21

Tableau III-1-11: Calcul des moments fléchissant a l'ELS.

**2) Calcul des efforts tranchants :**

	$L_0$	$q_s$	$q_u/q_s$	$T_{wi}$	$T_{wi}$
1-2	3.50	6.93	0.720	4.19	-5.00
2-3	4.00	6.93	0.720	5.39	-5.13
3-4	3.60	6.93	0.720	4.73	-4.73
4-5	4.00	6.93	0.720	5.13	-5.39
5-6	3.50	6.93	0.720	5.00	-4.19

Tableau III-1-12: Calcul des efforts tranchants a L'ELS.

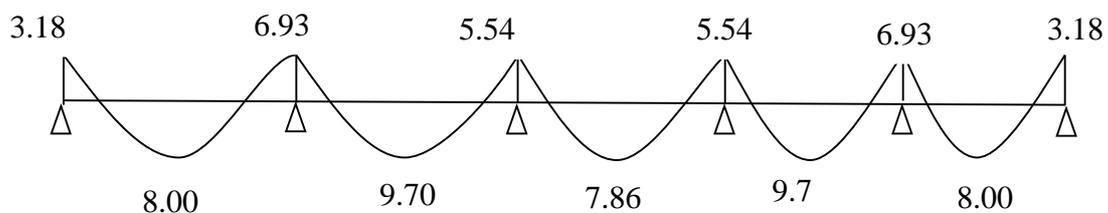
**Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS :**

Figure.III.1.9 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS de plancher d'étage commerciale

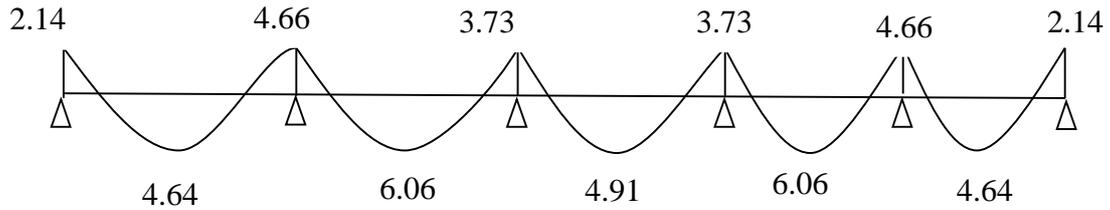


Figure.III.1.10 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU de plancher d'étage d'habitation.

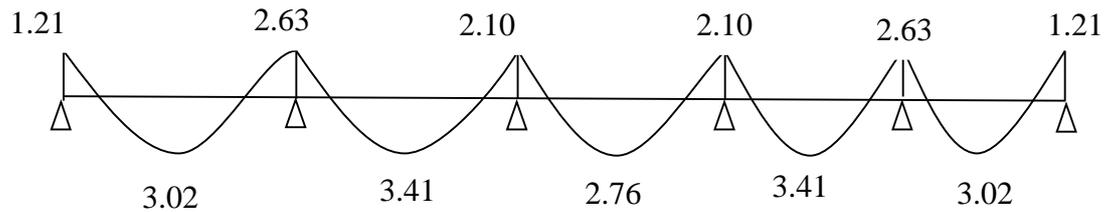


Figure.III.1.11 Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS de plancher Dernier étage.

**Diagramme des efforts tranchants a ELS :**

- **Plancher à usage commercial**

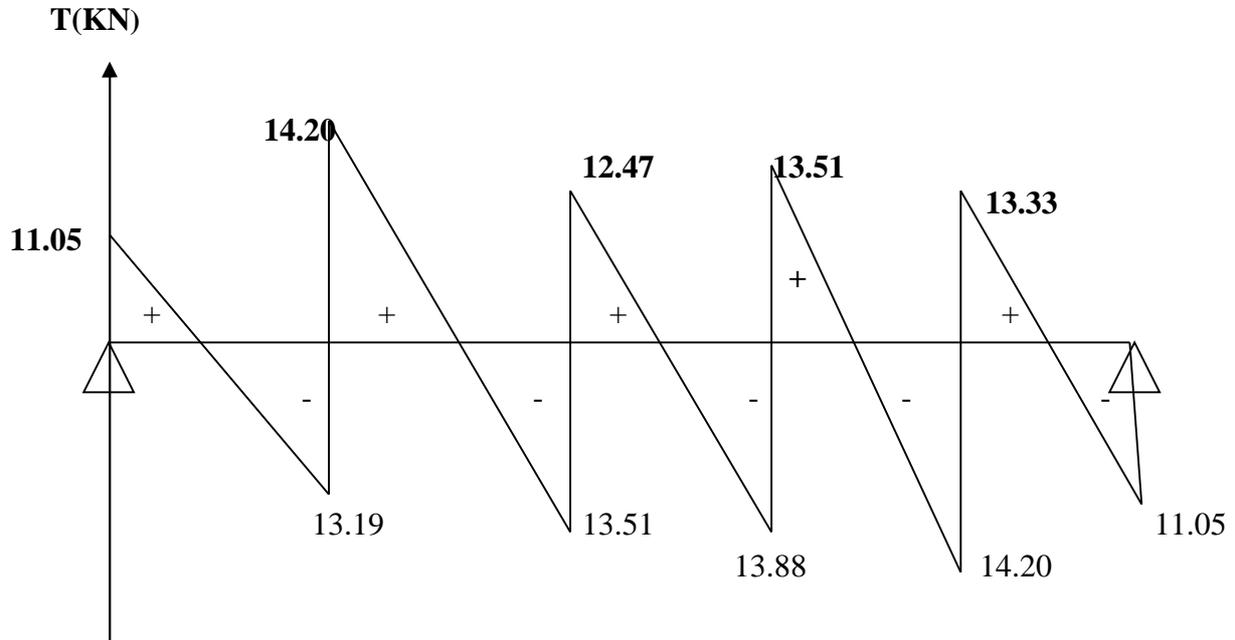
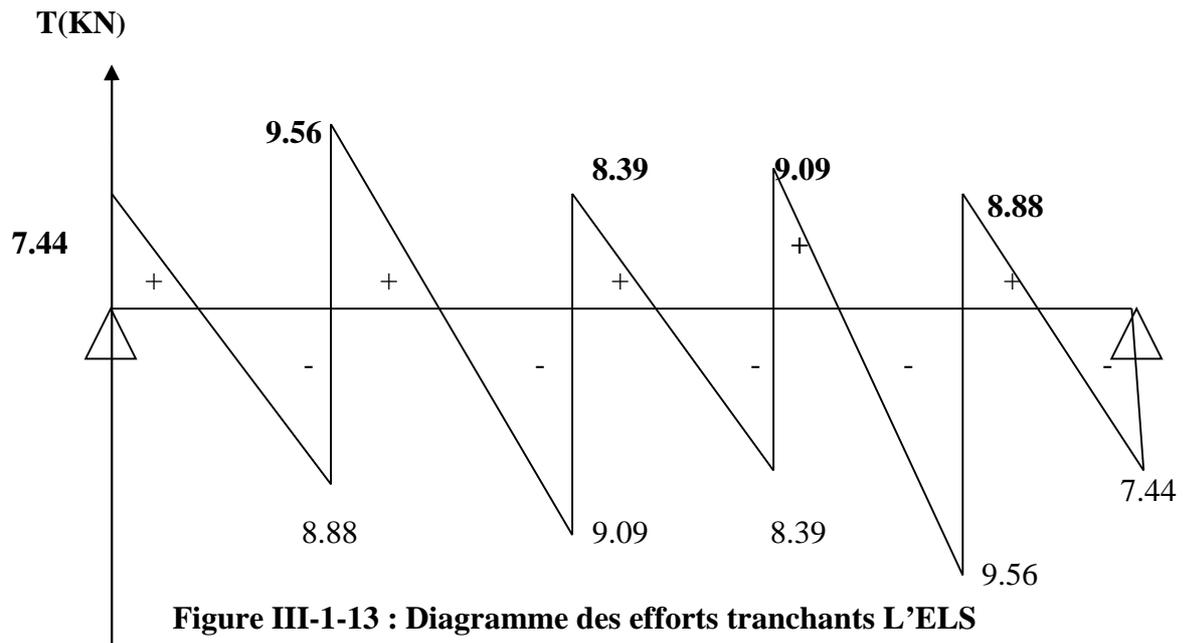
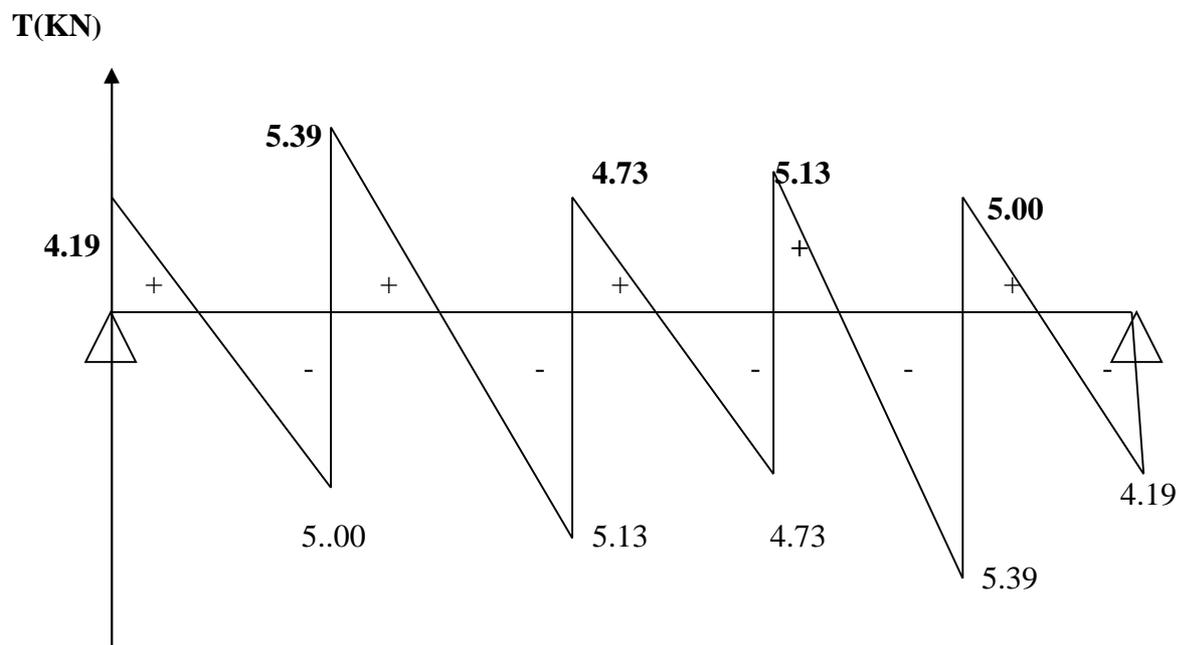


Figure III-1-12: Diagramme des efforts tranchants L'ELS

- Plancher à usage d'habitation :



- Plancher dernier étage :



**III-1-6) Ferrailage à l'ELU :****Etages commercial :**

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 18.74 + 20.17 = 38.91 \text{ KN}$$

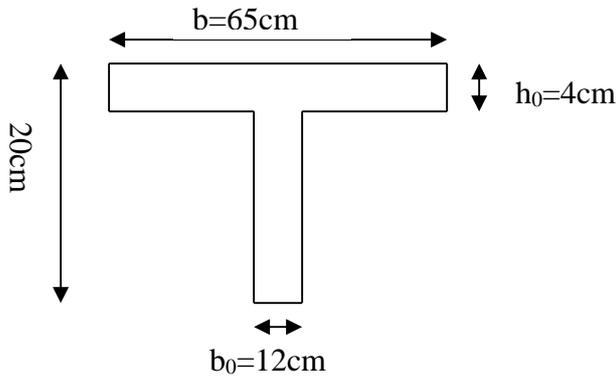


Figure III-1-15 : Section de la poutre en T

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 13.78 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{13.78 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{13.78 \times 10^3}{0.976 \times 18 \times 348} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}12 = 4.62 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.84 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.178 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.178 \rightarrow \beta = 0.901$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{9.84 \times 10^3}{0.901 \times 18 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.74 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**b) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt: } 2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage des différents planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **En travées :**

Type	$M_t \text{ max}$ KN.m	M	$\beta$	A calculé cm <sup>2</sup>	Choix	$A_t$ cm <sup>2</sup>
Commerce	13.78	0.046	0.976	2.25	3HA14	4.62
Habitation	8.37	0.030	0.985	1.36	3HA12	3.39
Dernier étage	4.74	0.016	0.992	0.76	3HA12	3.39

Tableau III-1-13: Ferrailage des planchers en travées.

➤ aux appuis :

Type	M <sub>a</sub> max KN.m	M	β	A calculé cm <sup>2</sup>	Choix	A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>
Commerce	9.84	0.17	0.901	1.74	2HA12	2.26
Habitation	6.44	0.12	0.936	1.10	2HA12	2.26
Dernier étage	3.65	0.066	0.966	0.60	2HA10	1.57

Tableau III-1-14 : Ferrailage des planchers aux appuis.

**III-1-7) Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Etage commercial :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{38.91 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.80\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.80\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Etage d'habitation :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{25.46 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.18\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.18\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Dernier étage :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.43 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.67\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**b) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{40} = 0.26\text{cm}^2$$

Usage commercial :

**En travée :**

$$A_t = 4.62\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2.26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Usage d'habitation :

**En travée :**

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2.26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Dernière étage :

**En travée :**

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91)On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ 

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

Etage commercial

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{38.91 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 14} = 1.82\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.82\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Etage d'habitation :

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{25.46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.40\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.40\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Dernier étage :

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.43 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 0.79\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.79\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Art. A5.1.313/BAEL91)On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$ 

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6\text{KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6\text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 15.7 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{u\max} = 10.27 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{u\max} = 5.82 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 38.91 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{u\max} = 25.46 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{u\max} = 14.43 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$$

• **Appuis de rive :**

**Usage commercial :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (15.7 - \frac{2.96}{0.9 \times 0.18}) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (15.7 - 27.90)$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.35 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Usage d'habitation :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (10.27 - \frac{4.52}{0.9 \times 0.18}) = -0.51$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.51 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Dernier étage :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (5.82 - \frac{1.68}{0.9 \times 0.18}) = -0.14$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.14 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires :**

**Usage commercial :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (38.91 - \frac{9.84}{0.9 \times 0.18}) = -0.635 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.635 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Usage d'habitation :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (25.45 - \frac{8.37}{0.9 \times 0.18}) = -0.75$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.75 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Dernier étage :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14.43 - \frac{4.74}{0.9 \times 0.18}\right) = -0.43$$

$A_a = 2.26 \geq -0.43$ .....Condition vérifiée.

**f) Calcul des scellements droit :** (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de  $0.4l_s = 14.108\phi$ .

### **III-1-8) Vérifications à L'ELS :**

#### **III-1-8-1) Etat limite de la compression du béton :**

➤ **en travée :**

**a-contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.62}{18 \times 12} = 2.13$$

$$\rho_1 = 2.13 \rightarrow \beta_1 = 0.819 \rightarrow K = 0.079$$

**Usage commercial :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9.70 \times 10^3}{0.819 \times 18 \times 4.62} = 142.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

**Usage d'habitation :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.06 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 118.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

**Dernier étage :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{3.41 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 66.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

#### **b-Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Usage commercial :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.079 \times 142.42 = 11.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Usage d'habitation :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.064 \times 118.65 = 7.59 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

**Dernier étage :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.064 \times 66.77 = 4.27 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

➤ **aux appuis :****Usage commercial :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

**- Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.93 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 198.55 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

**Usage d'habitation :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

**- Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.66 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 133.51 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

**Dernier étage :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K = 0.040$$

**- Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.63 \times 10^3}{0.727 \times 18 \times 1.57} = 128.01 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

**- Contrainte dans le béton :****Usage commercial :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.049 \times 198.55 = 9.73 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

**Usage d'habitation :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.049 \times 133.51 = 6.54 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

**Dernier étage :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.040 \times 128.01 = 5.12 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**III-1-8-2) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**III-1-8-3) Etat limite de déformation :** (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

**a-Plancher à usage d'habitation :**

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 < \frac{6.06}{15 \times 4.66} = 0.086 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La 3<sup>ème</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10E_v I_{fv}}$$

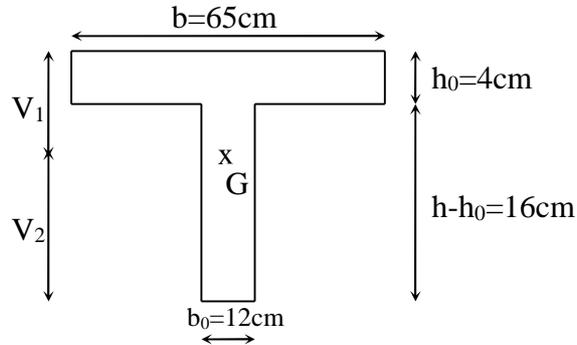


Figure III-1-16

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

- La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.06 \times 10^3}{0,974 \times 18 \times 3.39} = 101.96 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.02$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 101.96 + 2.1}; 0\right) = 0.57$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.5}{1 + 1.02 \times 0.57} = 14285.60 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6.06 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 14285.60} = 0.63 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

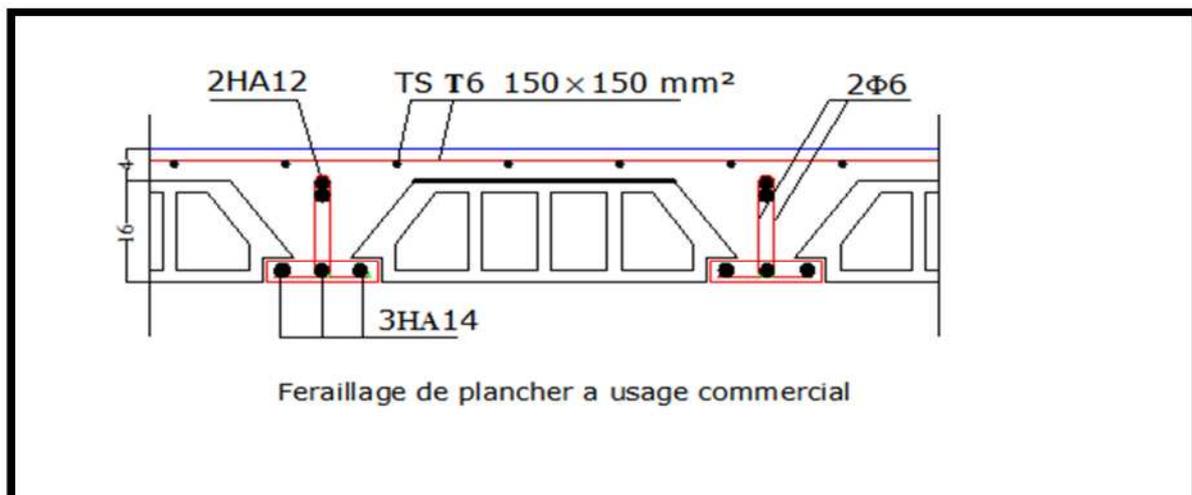
### b-Plancher dernier étage:

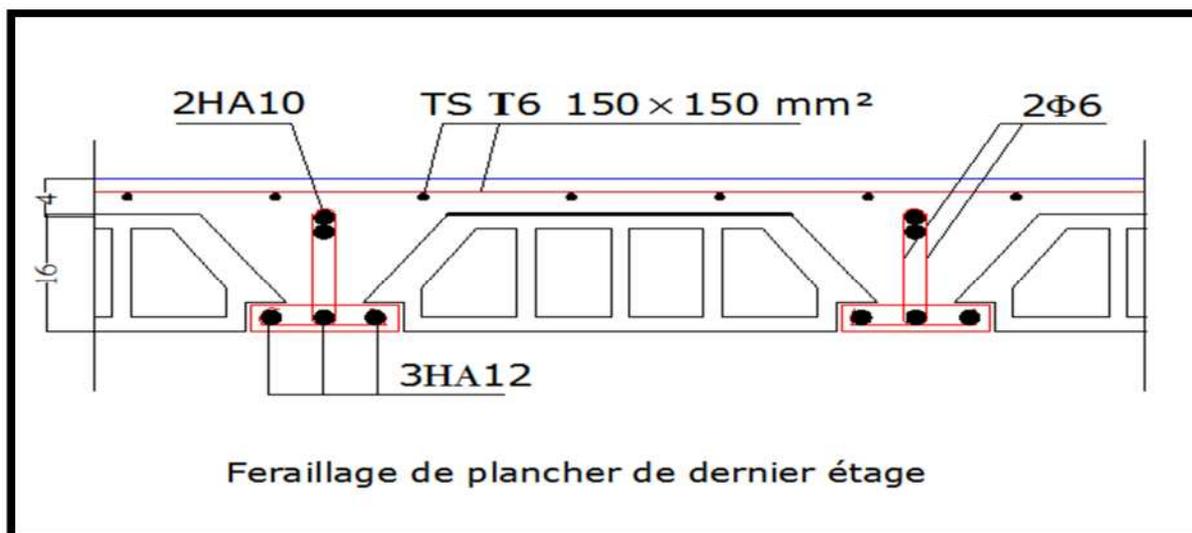
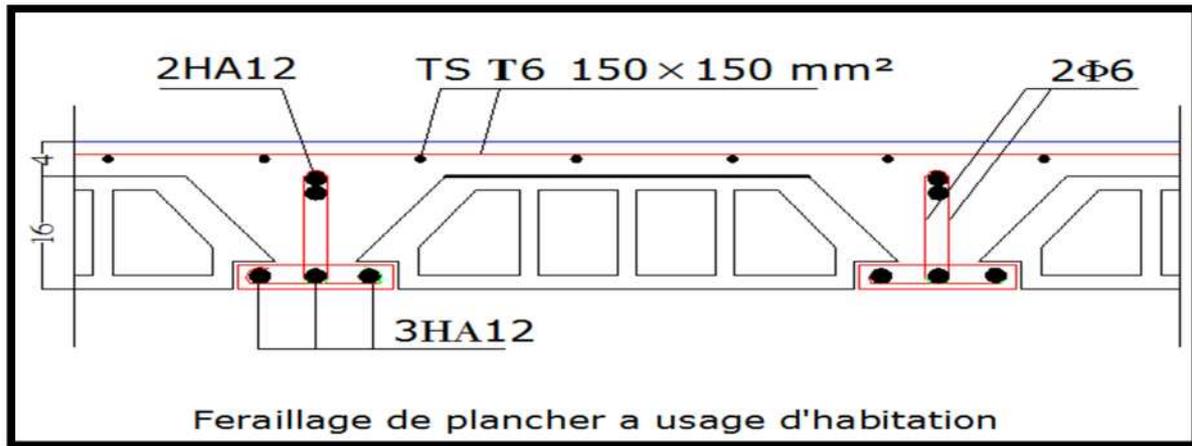
$$f_v = \frac{3.41 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16523.74} = 0.40 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots \text{ La flèche est vérifiée}$$

### c- Plancher usage commercial :

$$f_v = \frac{9.70 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 17960.77} = 0.79 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Les schémas de ferrailages sont donnés comme suit :





**III-2) Calcul des balcons :**

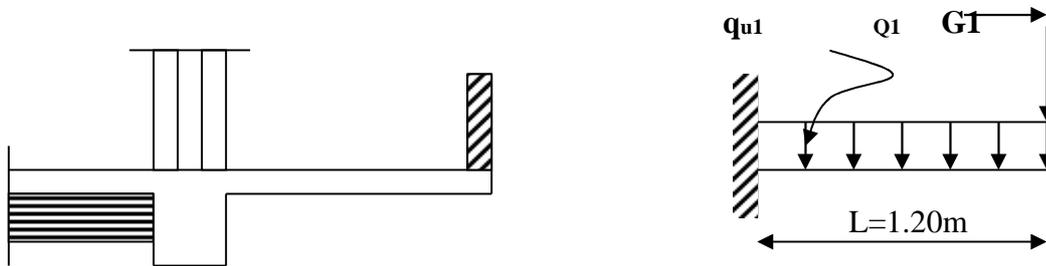
**III-2-1) Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués D'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,20m
  - Un garde de corps de hauteur h = 1m, en brique pleine de 10cm d'épaisseur
- L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e_p > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Soit  $e_p = 15\text{cm}$



**Figure III -2-1: Schéma statique du balcon**

$q_{u1}$ : charge et surcharge pondérées de la dalle.

$Q_1$ : surcharge du garde-corps.

$G_1$ : charge du garde-corps

**III.2.2) détermination des charges et sur charges :**

Toute l'étude se fera sur une bande de 1m de largeur

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Résultat KN/m <sup>2</sup>
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		<b>Poids total</b>	<b>G1=5,35</b>

**Tableau III-2-1 : Les charges permanentes revenant au balcon**

Charge concentrée (Poids propre du garde corps) :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique	Epaisseur (m)	Poids (KN/ m <sup>2</sup> )
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
<b>Poids total</b>			<b>G2= 1,62</b>

Tableau III-2-2 : Les charges concentrées sur le balcon due au poids propre du garde corps

**III-2-3) Surcharge d’exploitation :**

La surcharge d’exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5\text{KN /m}^2 \text{ (uniformément repartie)}$$

**III-2-4) Combinaisons de charge :**

- A L'ELU :  $1.35G+1.5Q$

La dalle :  $q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$

Le garde corps :  $q_{u2} = 1.35G_2m = 1.35 \times 1,62 = 2.19 \text{ KN/ml}$

- A L'ELS :  $G+Q$

La dalle :  $q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8,85 \text{ KN/ml}$

Le garde corps :  $q_s = G_2 \times 1m = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml}$

**III-2-5) Calcul des moments de l’encastrement :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{12.47 \times 1.20^2}{2} = 8.99 \text{ KN.m.}$$

- Le moment provoqué par la surcharge  $q_{u2}$  est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.20 = 2.63 \text{ KN .m.}$$

⇒ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 8.99 + 2.63 = 11.62 \text{ KN.m.}$$

**III-2-6) Moments fléchissant :**

- Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$  est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{8,85 \times 1,2^2}{2} = 6.37 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$  est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1,62 \times 1,20 = 1.94 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 6.37 + 1.94 = 8.31 \text{ KN.m}$$

**III-2-7) Calcul des armatures à l'ELU :**

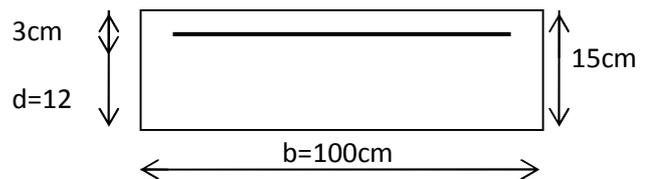
➤ Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.62 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.62 \times 10^3}{0.971 \times 12 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/4 = 25cm



➤ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 100/4 = 25 cm

**III-2-8) Vérifications à l'ELU :**

➤ Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{mm}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l_1 + q_{u2} l_2 = (12.47 \times 1.2) + 2.19 = 17.154 \text{KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.154 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.054 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  **Condition vérifiée  $\Rightarrow$  pas de risque d'entraînement des barres.**

➤ **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17.154 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.143 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.143 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Pas de risque de cisaillement  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

➤ **Vérification de l'écartement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Armatures secondaires:  $S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (60 ; 45) = 45 \text{cm.} \Rightarrow$  Condition vérifiée

$h = 15 \text{cm}$  : épaisseur totale de la dalle.

**III-2-9) Calcul à L'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{266,66; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta=1.6$ : coefficient de fissuration.

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \cdot d \cdot As}$$

Valeur de  $\beta_1$  :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot As}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0,377 \Rightarrow \beta_1 = 0,905$$

Alors :  $\beta_1 = 0.905$

$$\sigma_{st} = \frac{8.31 \times 1000}{0.905 \times 12 \times 4.52} = 169.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 169.29 < 201.63$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\mu = \frac{8.31 \times 1000}{100 \times 12 \times 201.63} = 0.0083$$

$$\beta_1 = 0.905 \quad \text{donc : } k_1 = k = \frac{1}{37.63} = 0.026$$

$$\sigma_{bc} = 0.026 \times 169.29 = 4.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.40 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

• **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

Soit :  $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte :  $l_r = 18 \text{ cm}$ .

**III-2-10 Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91) :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > 0,0625 \dots \dots \dots$  condition vérifiée
  
- 2)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{8,31}{10 \times 11,62} = 0,0715 \dots \dots \dots$  condition vérifiée
  
- 3)  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

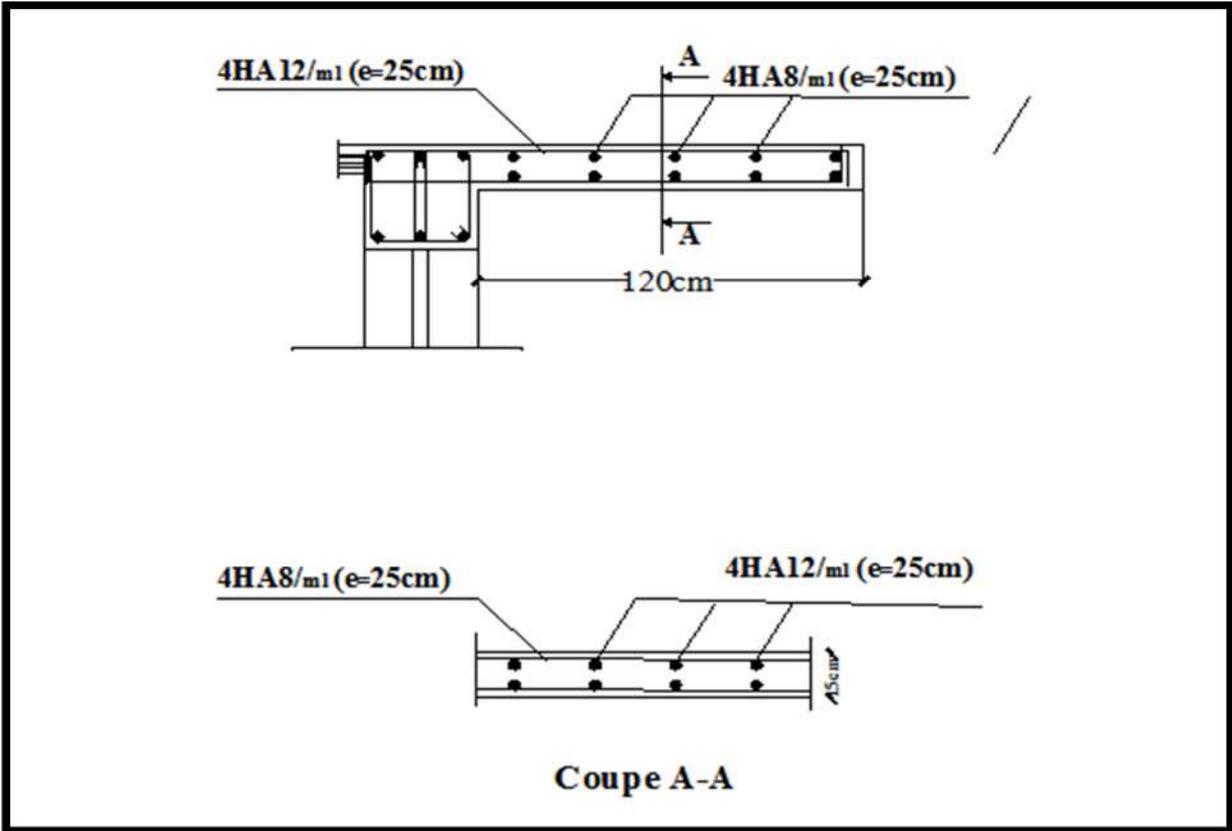
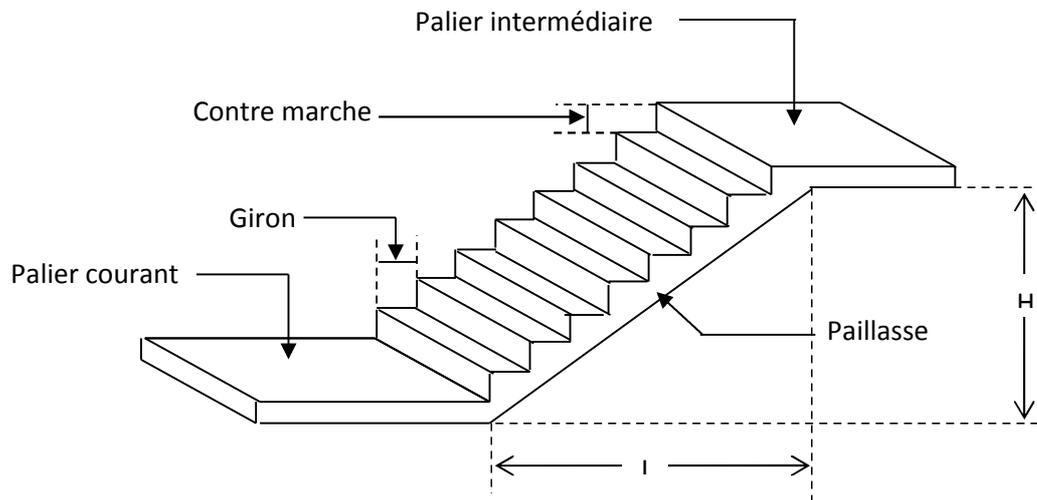


Figure III -2-2: Ferrailage des balcons

**III-3) LES ESCALIERS :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

**III-3-1) Terminologie :**

**Figure III-3-1 : Coupe verticale d'un escalier.**

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de  $28\text{ cm}$  au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59\text{ à }64$ .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

### III-3-2-Calcul de l'escalier de l'étage courant :

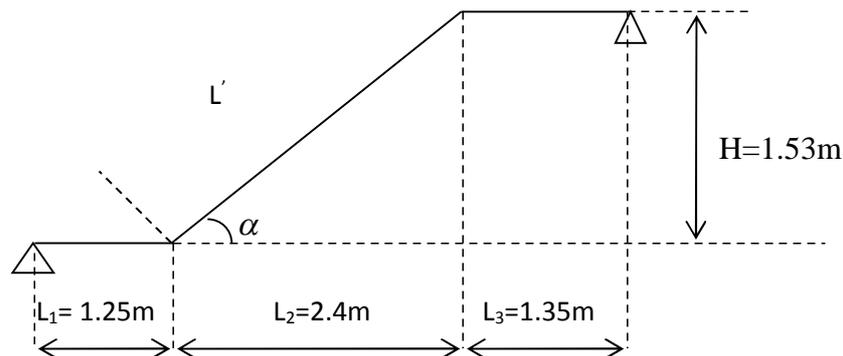
Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

#### III-3-2-1-Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$



**Fig III-3-2 : schéma statique**

A - Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17 cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

B - Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C - Calcul de la hauteur de la contre marche

$$;h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

D - Calcul de la hauteur du giron :

$$g = Li/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

E - Vérification de la relation de BLONDEL :

$$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \quad \text{On a } h = 17 \text{ cm}$$

$$59 < g+2h < 66 \text{ cm} \quad 59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées.

**III-3-2-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:****• La paillasse :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0 / 30 < e_p < L_0 / 20$$

Avec :  $L_0$  longueur totale entre nus des appuis.

$$\text{tga} = H/L_1 = 153/240 = 0.6375$$

$$\text{d'ou: } a = \text{arc tg } 0.6375 = 32.52$$

$$\text{Donc } L' = L_2 / \cos a = 240 / \cos 32.5$$

$$L' = 284.63 \text{ cm} = 2.84 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_3 = 1.25 + 2.84 + 1.35$$

$$\mathbf{L_0 = 5.44 \text{ m}}$$

$$\frac{544}{30} < e_p < \frac{544}{20} \quad 18.13 < e_p < 27.2$$

Puisque l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 15 cm (d'après le RPA 99)

Donc  $e_p = \mathbf{20 \text{ cm}}$

• Le palier : On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$ .

**III-3-2-3- Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

A - Charges et surcharges :Poids des revêtements :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Revêtement de carrelage (2 cm)	22 x 0.02 = 0.44
- Mortier de pose (2 cm)	22 x 0.02 = 0.44
- Couche de sable (2 cm)	18 x 0.02 = 0.36
- Enduit de ciment (1.5 cm)	22 x 0.015 = 0.33
- Poids propre du garde corps	0.2
<b>Charge totale</b>	<b>Gr = 1.77</b>

Tableau III.3.1 : Poids des revêtements

Le palier:

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.2 x 1.00	5.00
Revêtement	/	1.77
		<b>G<sub>palier</sub>=6.77</b>
		<b>Q<sub>palier</sub>=2.50</b>

Tableau III-3-2 : Charges et surcharges revenant au palier

La paillasse :

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \cdot e_p / \cos a = 25 \times 0.20 / 0.84$	5.95
Poids propre des marches	$25 \cdot e_p / 2 = 25 \times 0.20 / 2$	2.5
Carrelage	22 x 0.02 x 1.00	0.44
Mortier de pose	20 x 0.02 x 1.00	0.4
Couche de sable	18 x 0.02 x 1.00	0.36
Enduit de ciment	10 x 0.02 x 1.00	0.2
Poids propre du garde corps	/	0.2
		<b>G paillasse=10.05</b>
		<b>Q paillasse=2.50</b>

Tableau III-3-3 : Charges et surcharges revenant au paillasse

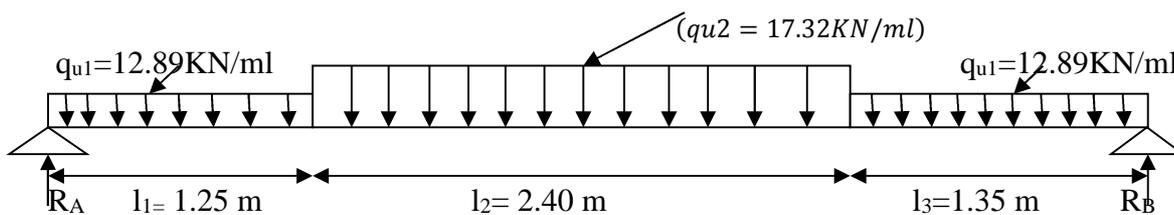
- **Surcharge d'exploitation :**

Selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation,  $Q = 2.5\text{K/m}$ .

**B - Combinaisons de charges :**

	<b>ELU : <math>q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1\text{m}</math> [KN/ml]</b>	<b>ELS : <math>q_s = (G + Q) \times 1\text{m}</math> [KN/ml]</b>
<b>Palier</b>	$q_u = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 12,89$	$Q_s = (6.77 + 2.5) \times 1\text{ml} = 9.27$
<b>Pallasse</b>	$q_u = (1.35 \times 10.05 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 17.32$	$q_s = (10.05 + 2.5) \times 1\text{m} = 12.55$

Tableau III-3-4: Combinaisons de charges

**III-3-2-4- Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :**

**a-Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de RDM

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = q_{u1} l_1 + q_{u2} l_2 + q_{u1} l_3$$

$$R_A + R_B = q_{u1} (l_1 + l_3) + q_{u2} l_2$$

$$R_A + R_B = 12.89 (1.25 + 1.35) + 17.32 \times 2.40$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 75.082 \text{ KN}}$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_A \cdot L - q_{u1} l_1 \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q_{u2} l_2 \left( L - l_1 - \frac{l_2}{2} \right) - q_{u1} l_3 \frac{l_3}{2} = 0$$

$$R_A = \frac{1}{5} \left[ 12.89 \times 1.25 \left( 5 - \frac{1.25}{2} \right) + 17.32 \times 2.40 \left( 5 - 1.25 - \frac{2.4}{2} \right) + 12.89 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} \right]$$

$$\mathbf{R_A = 37.65 \text{ KN}}$$

Donc:  $R_B = 75.082 - 37.65 = 37.44 \text{ KN}$

$$\mathbf{R_B = 37.44 \text{ KN}}$$

**b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**Efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 1.25m$**

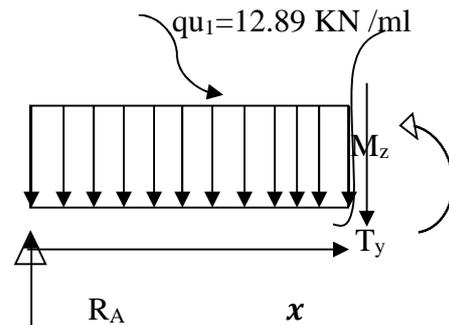
**- Efforts tranchants :**

$$\begin{aligned} T(y) &= -q_{u1} \cdot x + R_A \\ T(x) &= -12.89 \cdot x + 37.65 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 37.65 \text{KN} \\ T(x=1.25) = 21.54 \text{ KN} \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -12.89 \frac{x^2}{2} + 37.65x \\ M(z) &= -6.445x^2 + 37.65x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.25) = 37 \text{KN.m} \end{cases}$$



➤ **2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.25 \leq x \leq 3.65m$**

**- Efforts tranchants :**

$$T(y) = -12.89 \times 1.25 - 17.32(x - 1.25) + 37.65$$

$$T(y) = -17.32 x + 43.19$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=1.25) = 21.54 \text{ KN} \\ T(x=3.65) = -20.03 \text{KN} \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$M_z + q_{u2} \times \frac{(x-1.25)^2}{2} + (-R_A \times x) + (q_{u1} \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$M_z = -q_{u2} \times \frac{(x-1.25)^2}{2} + (R_A \times x) - (q_{u1} \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$M_z = -17.32 \times \frac{(x-1.25)^2}{2} + (37.65 \times x) - (12.89 \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$= -17.32 \times \frac{(x^2 + 1.25^2 - 2 \times 1.25 \times x)}{2} + (37.65 \times x) - (12.89 \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$M_z = -8.66x^2 + 43.19x - 3.43$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x = 1.25) = 37 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.65) = 38.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ 3eme tronçon :  $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$

- Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} T(y) &= q_{u1} \cdot x - R_B \\ T(x) &= 12.89 \cdot x - 37.44 \end{aligned} \longrightarrow \begin{cases} T(x=0) = -37.44 \text{ KN} \\ T(x=1.35) = -20.03 \end{cases}$$

-Moments fléchissant :

$$\begin{aligned} M(z) &= -12.89 \frac{x^2}{2} + 37.44x \\ &= -6.445x^2 + 37.44x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.35) = 38.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Moment maximum:

$$T_y=0 \longrightarrow M=\max$$

$$T(y) = -17.32x + 43.19 = 0 \longrightarrow \boxed{x = 2.5 \text{ m}}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.5\text{m}$ .

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -8.66x^2 + 43.19x - 3.43$$

$$\boxed{M_z^{\max} = 50.42 \text{ KN.m}}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -15.13 \text{ KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 42.86 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

**c) Diagrammes des efforts internes à L'ELU :**

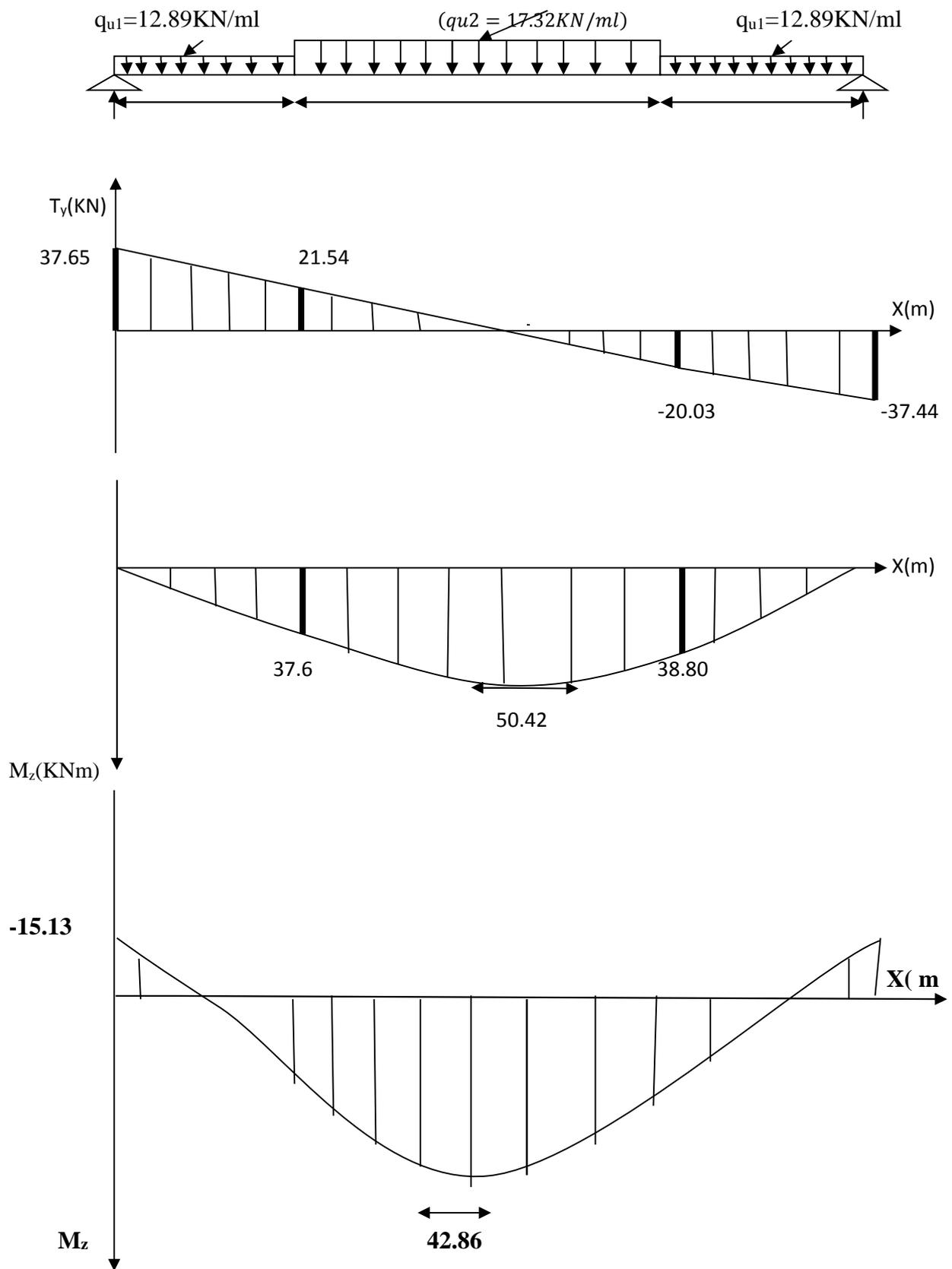
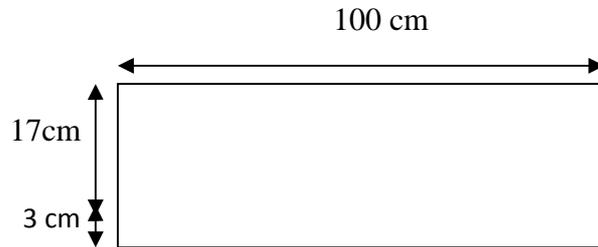


Figure III-3-3: Diagramme efforts internes à l'ELS

**c. Ferrailage des paillasses :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de Projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en Flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} b=100 \text{ cm} \\ e_p = 20 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \\ d = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



**Moment réduit :**  $\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M} : \text{moment supporté par la section} \\ \mathbf{f_{bu}} : \text{Contrainte limite de compression dans le béton.} \\ \mathbf{b \text{ et } d} : \text{dimensions de la section.} \end{array} \right.$$

**Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{Avec } \sigma_{st} : \text{Contrainte limite de l'acier}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

**a) Calcul des armatures:**

❖ en travée :

-Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{42.86 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = \mathbf{0.104} < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.104 \Rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_{st} = \frac{42.86 \times 10^6}{0.945 \times 170 \times 348} = 766.64 \text{ mm}^2 = 7.66 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA14=7.70 cm<sup>2</sup>/ml ; Soit e =20cm.**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $4HA10=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $e=25\text{cm}$ .

❖ **Aux appuis :**

**-Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{15.13 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{sa} = \frac{15.13 \times 10^6}{0.981 \times 170 \times 348} = 260.70 \text{ mm}^2 = 2.60 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $4HA10=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Avec  $e=25\text{cm}$ .

**-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $4HA10=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Avec  $e=25\text{cm}$ .

### **III-3-2-5-Vérifications à l'ELU :**

**a-Espacement des armatures : (Art A.8.2, 42 BAEL91 mod 99)**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armature longitudinales :**

\*Aux appuis :  $St=25\text{cm} < \min \{3h; 33\text{cm}\}$

$$St=25\text{cm} < \min(60,33) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\*En travée :  $St = 17 \text{ cm} < \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$St = 17 \text{ cm} < \min (60,33) = 33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature de répartition :**

\*Aux appuis :  $St=25\text{cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\}$

$$St=25\text{cm} < \min \{80; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\*En travée :  $St=25 \text{ cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**b-Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A > A_{min} \quad \text{Tel que : } \boxed{A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5 \text{ HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

### c-Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa (A.5.1, 211/ BAEL91)}$$

$$\tau_u = \frac{37.65 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.221 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

### d-L'adhérence des barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.65 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 219.8} = 1.12 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.12 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Pas de risque d'entrainement des barres}$$

### e-Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement est :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A, soit :  $L_c = 19.75 \text{ cm}$ .

**f-Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 37.65 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 170} = 0.490 \text{ Mpa} \\ \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifié}$$

**g-Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section

D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

$$\text{Ast min à ancrer} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

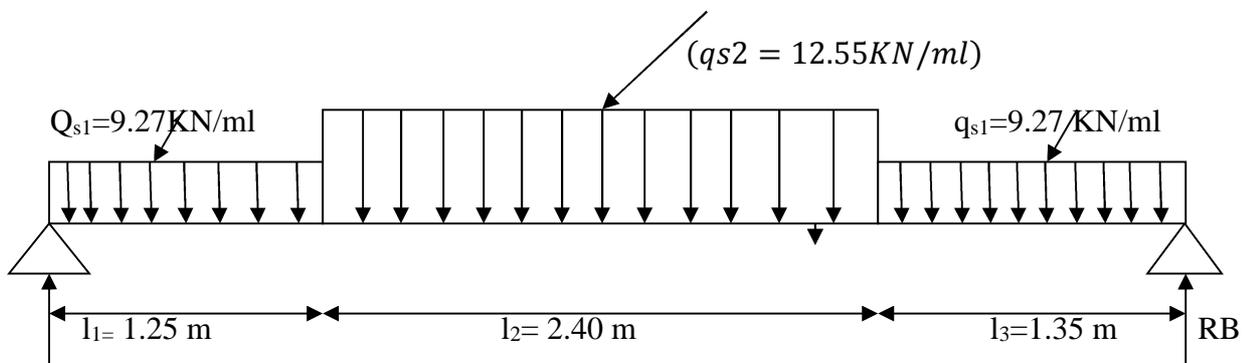
$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 37.65 \times 10^3}{400} = 1.08 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**III-3-2-6-Calcul à l'ELS :****a-Combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Palier : } q_{s1} = G_1 + Q = (6.77 + 2.5) \text{ ml} = 9.27 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = G_2 + Q = (10.05 + 2.5) \text{ ml} = 12.55 \text{ KN/ml}$$



**b-Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$RA + RB = q_{s1} l_1 + q_{s2} l_2 + q_{s1} l_3$$

$$RA + RB = q_{s1} (l_1 + l_3) + q_{s2} l_2$$

$$RA + RB = 9.27 (1.25 + 1.35) + 12.55 \times 2.40$$

$$\mathbf{RA + RB = 54.22KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow RA \cdot L - q_{s1} l_1 \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q_{s2} l_2 \left( L - l_1 - \frac{l_2}{2} \right) - q_{s1} l_3 \frac{l_3}{2} = 0$$

$$RA = \frac{1}{5} \left[ 9.27 \times 1.25 \left( 5 - \frac{1.25}{2} \right) + 12.55 \times 2.40 \left( 5 - 1.25 - \frac{2.4}{2} \right) + 9.27 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} \right]$$

$$\mathbf{RA = 27.19KN}$$

$$\text{Donc: } RB = 54.22 - 27.19 = 27.03KN$$

$$\mathbf{RB = 27.03KN}$$

**c- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****Efforts tranchants :**

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.25m$

**- Efforts tranchants :**

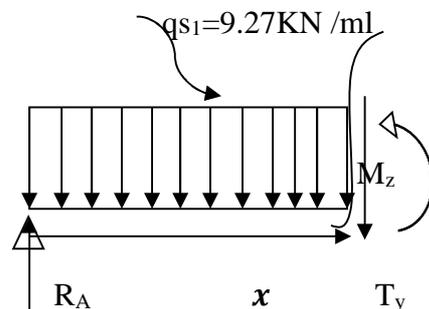
$$\begin{aligned} T(y) &= -q_{s1} \cdot x + R_A \\ T(x) &= -9.27 \cdot x + 27.19 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = \mathbf{27.19KN} \\ T(x=1.25) = \mathbf{15.60KN} \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -9.27 \frac{x^2}{2} + 27.19x \\ &= -4.635x^2 + 27.19x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = \mathbf{0KN.m} \\ M(x=1.25) = \mathbf{26.75KN.m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>eme</sup> tronçon :  $1.25 \leq x \leq 3.65m$

**- Efforts tranchants :**

$$T(y) = -9.27 \times 1.25 - 12.55(x - 1.25) + 27.19$$

$$T(y) = -12.55 x + 31.29$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(x=1.25) = 15.60 \text{ KN} \\ T(x=3.65) = -14.52 \text{ KN} \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$M_z + q_{s2} \times \frac{(x-1.25)^2}{2} + (-R_A \times x) + (q_{s1} \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$M_z = -q_{s2} \times \frac{(x-1.25)^2}{2} + (R_A \times x) - (q_{s1} \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$M_z = -12.55 \times \frac{(x-1.25)^2}{2} + (27.19 \times x) - (9.27 \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$= -12.55 \times \frac{(x^2 + 1.25^2 - 2 \times 1.25 \times x)}{2} + (27.19 \times x) - (9.27 \times 1.25) \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right)$$

$$M_z = -6.275x^2 + 31.29x - 2.56$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x = 1.25) = 26.75 \text{ KN.m} \\ M(x = 3.65) = 28.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **3eme tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.35m**

**- Efforts tranchants :**

**- Efforts tranchants :**

$$\begin{aligned} T(y) &= q_{s1} \cdot x - R_B \\ T(x) &= 9.27 \cdot x - 27.03 \end{aligned} \quad \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -27.03 \text{ KN} \\ T(x=1.35) = -14.52 \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -9.27 \frac{x^2}{2} + 27.03x \\ &= -4.635x^2 + 27.03x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.35) = 28.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment maximum:**

$$T_y=0 \quad \rightarrow \quad M=\text{max}$$

$$T(y) = -12.55 x + 31.29 = 0$$

$x = 2.5 \text{ m}$
---------------------

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.5\text{m}$ .

Donc :  $M_z^{max} = -6.275x^2 + 31.29x - 2.56$

$M_z^{max} = 36.45\text{KN.m}$

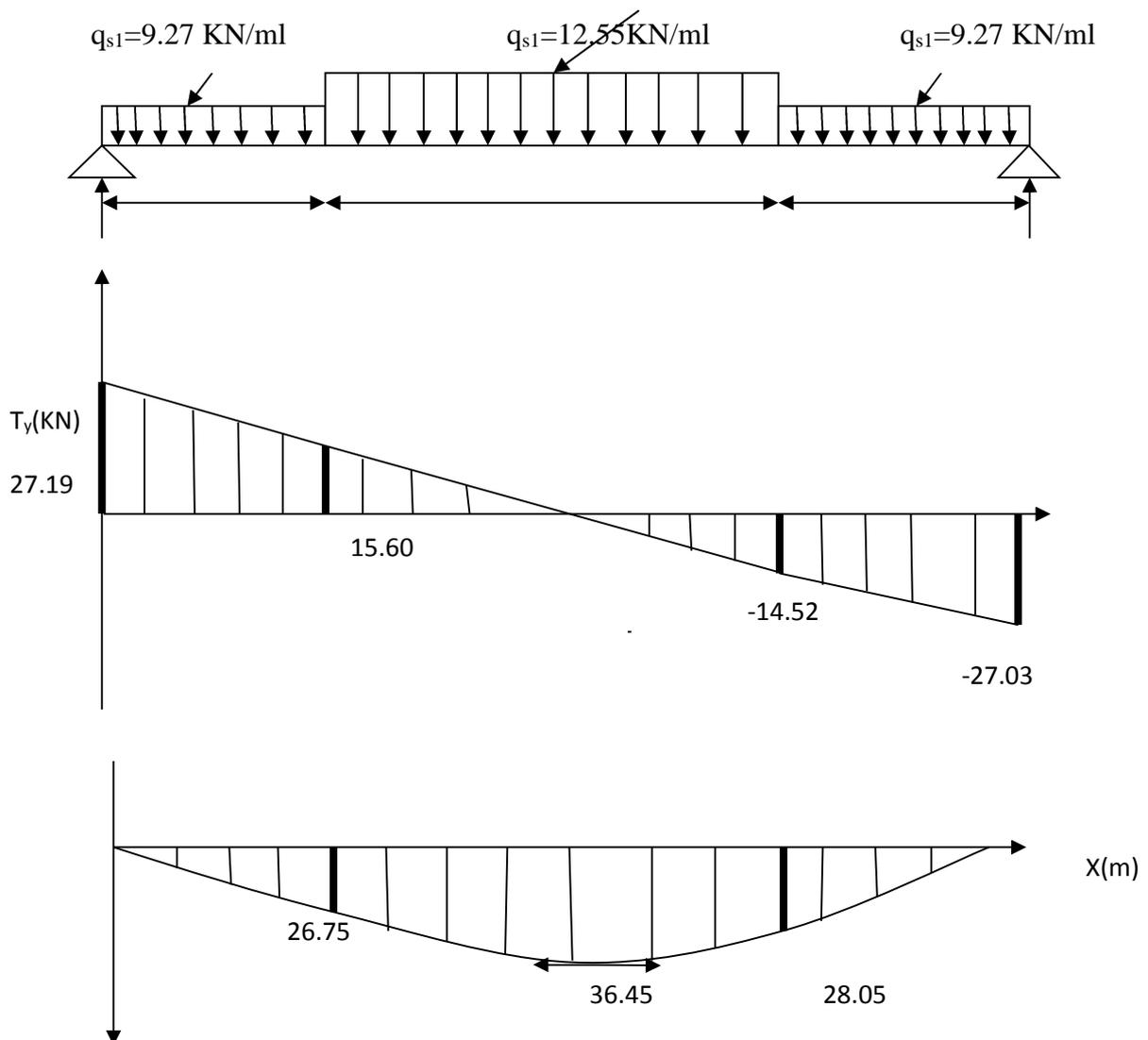
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment  $M_{max}$  au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -10.94 \text{ KN.m}$

- **en travées** :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 31 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

**d-Diagrammes des efforts internes à L'ELS :**



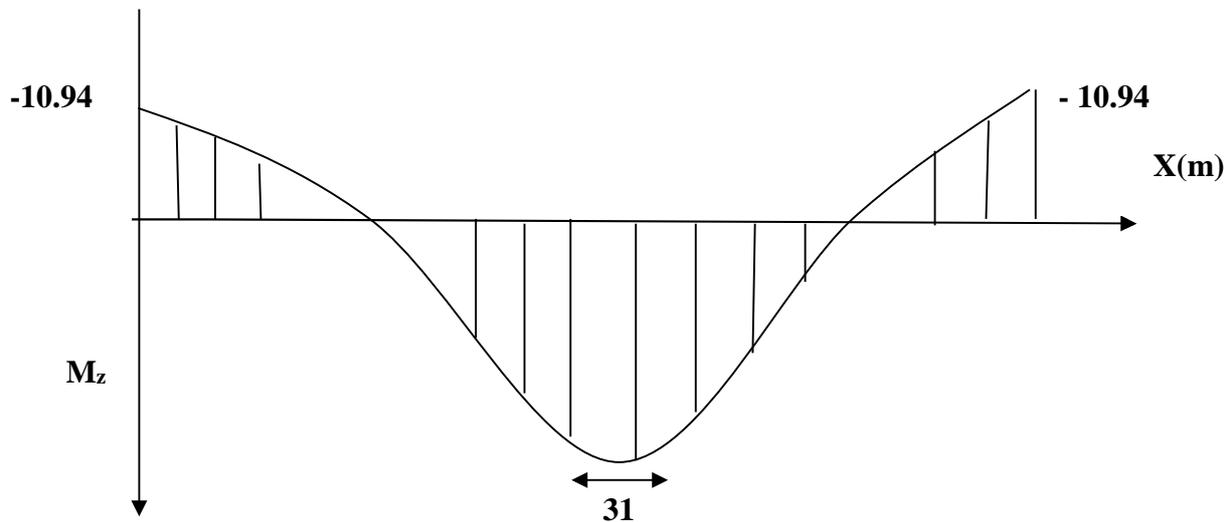


Figure III-3-4 : Diagramme efforts internes à l'ELS

**III-3-2-7- vérifications à l'ELS :**➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **contrainte de compression dans le béton :**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Aux appuis } \quad \rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

$$\rho_1 = 0.185 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.930 \\ \alpha_1 = 0.210 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.018$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_{sa} \times \beta \times d} = \frac{10.94 \times 10^6}{314 \times 0.930 \times 170} = 220.37 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{sa} = 220.37 \times 0.018 = 3.97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.97 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

=> **Condition vérifiée**

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 17} = 0.453$$

$$\rho_1 = 0.453 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.897 \\ \alpha_1 = 0.309 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.030$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{31 \times 10^6}{770 \times 0.897 \times 170} = 264.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{sa} = 264.02 \times 0.030 = 7.92 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 7.92 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$   
=> **Condition vérifiée**

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

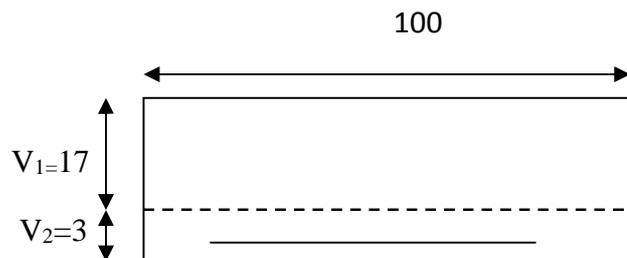
Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont Vérifiées :

- a)  $\frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$  ..... **Condition non vérifiée**
- b)  $\frac{h}{L'} \geq \frac{M_t}{10M_t} \Rightarrow \frac{0.2}{5} = 0.04 < \frac{31}{10 \times 31} = 0.1$  ..... **Condition non vérifiée**
- c)  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 17} = 0.0045 \leq 0.011$  ..... **Condition vérifiée**

**Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.**

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5qL^4}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$



Avec  $E_v$  : Module de la déformation diffère

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$qs = \max \{9.27 \text{ KN/ml}, 12.55 \text{ KN/ml}\} = 12.55 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$S_{xx}$  : Moment statique ;  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.70 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 7.70} = \mathbf{10.38cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.38 = \mathbf{9.62cm}$$

D'où:  $I = \frac{100}{3} \left( \overline{10.38^3} + 9.62^3 \right) + 15 \times 7.70 (9.62 - 3)^2$

$$I = \mathbf{72017.18cm^4}$$

$$f = \frac{5 \times 12.55 \times 5^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 72017.18 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.013 m} < \bar{f} = \frac{500}{500} = \mathbf{1.00m}$$

$f < \bar{f} \implies$  La Condition est vérifiée.

### III-3-3-Calcul de l'escalier de RDC :

Le RDC comporte deux volées différents, donc le calcul se fera pour le

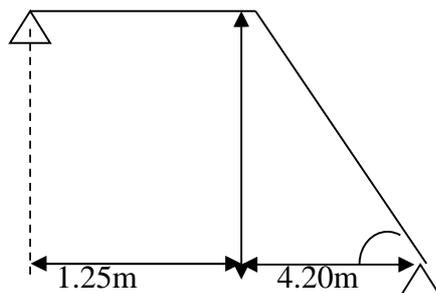
1<sup>er</sup> volée et le 2<sup>eme</sup> se calcule comme celui d'étage courant.

#### III-3-3-1-Pré dimensionnement :

La formule de BLONDEL nous donne :

$$59cm < g + 2h < 66cm$$

$$14cm < h < 18cm$$



**Fig III-3-5 : schéma statique de l'escalier de RDC**

A - Calcul du nombre de contre marches :

$$14cm < h < 18cm$$

On prend h égal à 17 cm

$$n = H/h = 255/17 = 15 \text{ contre marches.}$$

B - Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ marches.}$$

C - Calcul de la hauteur de la contre marche

$$h = H/n = 255/15 = 17 \text{ cm.}$$

D - Calcul de la hauteur du giron :

$$g = L_i/n-1 = 420/14 = 30 \text{ cm.}$$

E - Vérification de la relation de BLONDEL :

$$14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \quad \text{On a } h = 17 \text{ cm}$$

$$59 < g+2h < 66 \text{ cm} \quad 59 < 30 + (2 \times 17) = 64 < 66 \text{ cm}$$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées

III-3-3-2- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:• La paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0 / 30 < e_p < L_0 / 20$$

Avec  $L_0$  : longueur totale entre nus des appuis.

$$\text{tga} = H/L_1 = 255/420 = 0.607$$

$$\text{d'ou:} \quad a = \text{arc tg } 0.607 = 31.25$$

$$\text{Donc} \quad L' = L_2 / \cos a = 420 / \cos 31.26$$

$$L' = 491.33 \text{ cm} = 4.91 \text{ m}$$

$$L_0 = L_1 + L' = 1.25 + 4.91$$

$$L_0 = 6.16 \text{ m}$$

$$\frac{616}{30} < e_p < \frac{616}{20}. \quad 19.53 < e_p < 30.8$$

Puisque l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 15 cm

(d'après le RPA 99)

Donc  $e_p=20\text{cm}$

- Le palier : On prend la même épaisseur pour le palier  $e_{\text{palier}} = 20\text{cm}$ .

**III-3-3- Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**A - Charges et surcharges :**

Le palier : $G=6.77\text{KN/ml}$

La volée : $G=10.05 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**

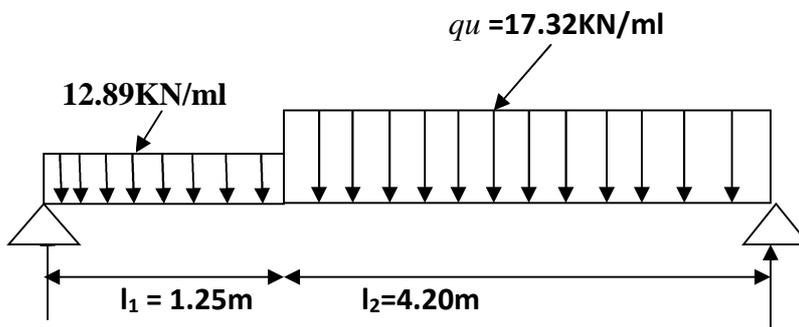
Selon le (DTR c2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation,  $Q =2.5\text{K/ml}$ .

**B - Combinaisons de charges :**

	ELU : $q_u=(1.35G+1.5 Q) \times 1\text{m} [\text{KN/ml}]$	ELS : $q_s=(G+ Q) \times 1\text{m}[\text{KN/ml}]$
<b>Palier</b>	$q_u=(1.35 \times 6.77+1.5 \times 2.5) 1\text{m} =12,89$	$Q_s=(6.77+2.5) 1\text{ml} =9.27$
<b>Pallasse</b>	$q_u=(1.35 \times 10.05+1.5 \times 2.5) 1\text{m} = 17.32$	$q_s=(10.05+2.5) 1\text{m} =12.55$

Tableau III-3-5: Combinaisons de charges

**c-Calcul des réactions d'appuis :**



**d-Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \quad RA + RB = q_{u1} l_1 + q_{u2} l_2$$

$$RA + RB = 12.89 \times 1.25 + 17.32 \times 4.2$$

$$R_A + R_B = 88.86 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_A \cdot L - q u_1 l_1 \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q u_2 l_2 \left( L - l_1 - \frac{l_2}{2} \right) = 0$$

$$R_A = \frac{1}{5.45} \left[ 12.89 \times 1.25 \left( 5.45 - \frac{1.25}{2} \right) + 17.32 \times 4.20 \left( 5.45 - 1.25 - \frac{4.20}{2} \right) \right]$$

$$R_A = 42.29 \text{ KN}$$

Donc:  $R_B = 88.86 - 42.29 = 46.57 \text{ KN}$

$$R_B = 46.57 \text{ KN}$$

**e. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

**Efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$**

**- Efforts tranchants :**

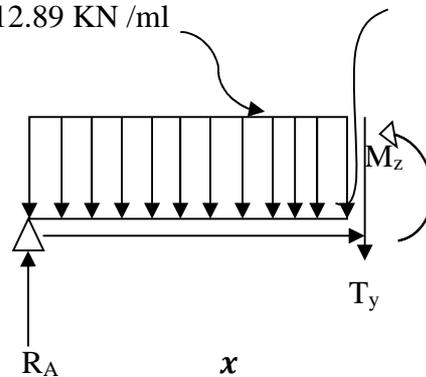
$$\begin{aligned} T(y) &= -q u_1 \cdot x + R_A \\ T(x) &= -12.89 \cdot x + 42.29 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = 42.29 \text{ KN} \\ T(x=1.25) = 26.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$q u_1 = 12.89 \text{ KN/ml}$$

**- Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -12.89 \frac{x^2}{2} + 42.29x \\ M_z &= -6.445x^2 + 42.29x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.25) = 42.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ **2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 4.20 \text{ m}$**

**- Efforts tranchants :**

$$\begin{aligned} T(y) &= q u_2 \cdot x - R_B \\ T(x) &= 17.32 \cdot x - 46.57 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = -46.57 \text{ KN} \\ T(x=1.35) = 26.18 \text{ KN} \end{cases}$$

**- Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -17.32 \frac{x^2}{2} + 46.57x \\ &= -8.66x^2 + 46.57x \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.35) = 42.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-Moment maximum:**

$$T_y=0 \longrightarrow M=\text{max}$$

$$T(x) = 17.32x - 46.57 = 0 \longrightarrow x = 2.7 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.7\text{m}$ .

$$\text{Donc : } M_z^{\text{max}} = -8.66x^2 + 46.57x$$

Compté  $M_z^{\text{max}} = 62.60 \text{ KN.m}$  ent aux extrémités, on porte une correction à l'aide des

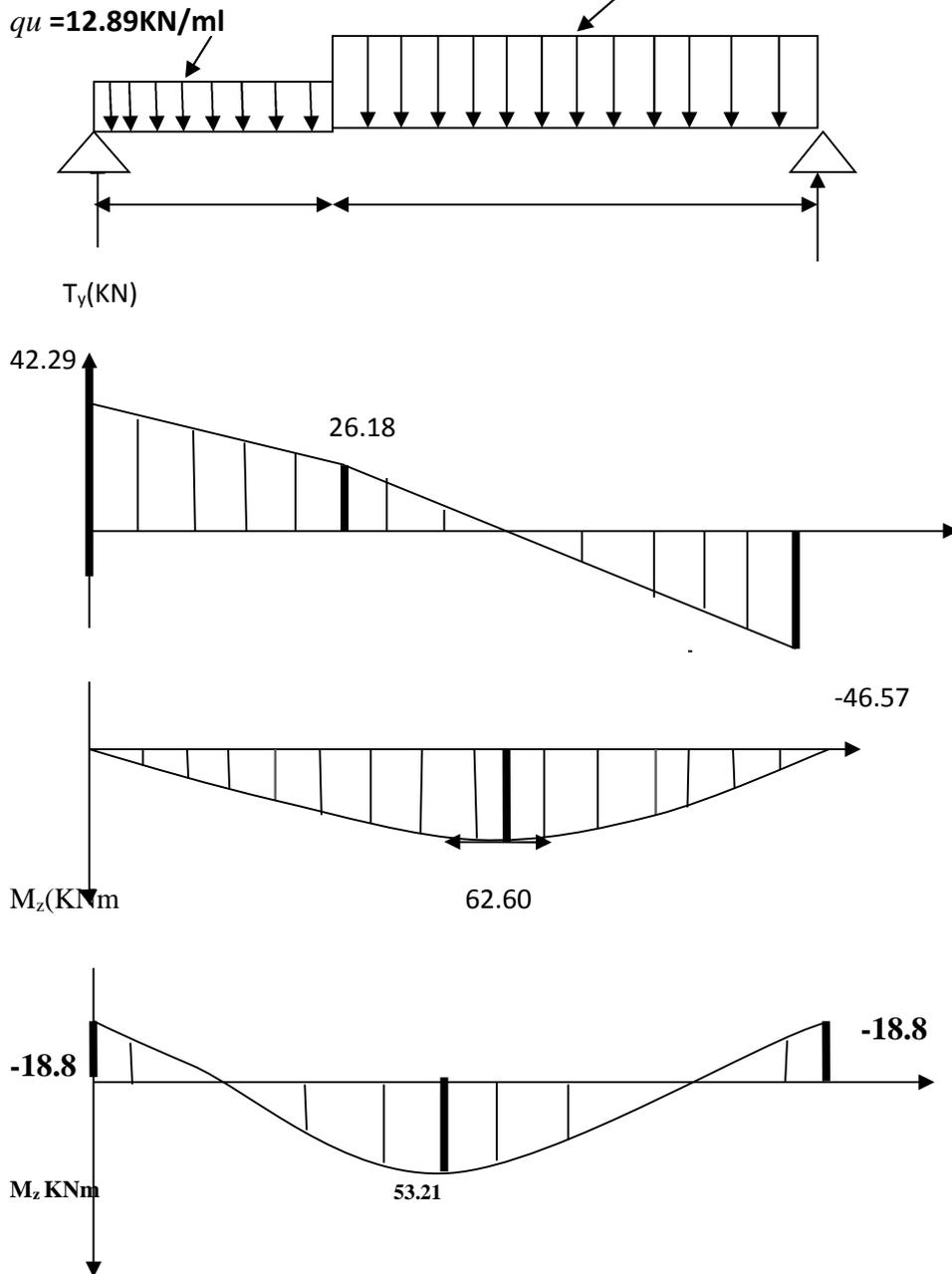
Coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\text{max}}$  au niveau des appuis et en travée.

$$\text{- Aux appuis : } M_{\text{ua}} = -0,3 M_z^{\text{max}} = -18.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées : } M_{\text{ut}} = 0,85 M_z^{\text{max}} = 53.21 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

**f-Diagrammes des efforts internes à L'ELU :**  $qu = 17.32\text{KN/ml}$

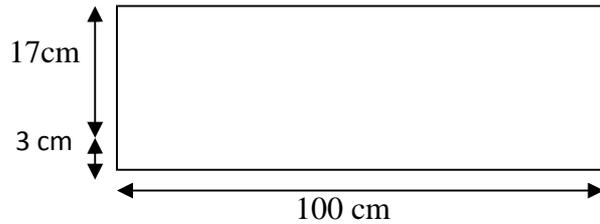


**Figure III-3-6 : Diagramme efforts internes à l'ELU**

**III-3-3-4-Ferraillage des paillasse :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'emmarchement et une bande de 1 m de Projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en Flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} b=100 \text{ cm} \\ e_p = 20 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \\ d = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$



• **Moment réduit :**  $\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$

**Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} : \text{Contrainte limite de l'acier}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

### A- Calcul des armatures:

❖ **en travée :**

#### 1- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{53.21 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = \mathbf{0.130} < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.130 \Rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_{st} = \frac{53.21 \times 10^6}{0.930 \times 170 \times 348} = 967.21 \text{ mm}^2 = 9.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA14=10.78cm<sup>2</sup>/ml ; Soit e =15cm.**

#### 2- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{10.78}{4} = 2.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10=3.14 cm<sup>2</sup>/ml avec e= 25cm.**

❖ **Aux appuis :**

#### 1-Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{18.8 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0458} < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0458 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{sa} = \frac{18.8 \times 10^6}{0.976 \times 170 \times 348} = 325.60 \text{ mm}^2 = 3.25 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10=3.93cm<sup>2</sup>/ml ; Avec e =20cm.**

**2-Armatures de répartition :**

$$\bullet A_r = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10=3.14 cm<sup>2</sup>/ml ; Avec e= 25cm.**

**III-3-3-5-Vérifications à l'ELU :****a-Espacement des armatures : (Art A.8.2, 42 BAEL91 mod 99)**

L'espace des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**➤ Armature longitudinales :**

\*Aux appuis :  $St=20\text{cm} < \min \{3h; 33\text{cm}\}$

$$St=20\text{cm} < \min(60,33) = 33\text{cm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\*En travée :  $St = 12.5 \text{ cm} < \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$St = 12.5 \text{ cm} < \min (60,33) = 33 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Armature de répartition :**

\*Aux appuis :  $St=25\text{cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\}$

$$St=25\text{cm} < \min \{80; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\*En travée :  $St=25 \text{ cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**b-Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A > A_{min} \quad \text{Tel que : } \boxed{A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} At = 7 \text{ HA14} = 10.78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \\ Aa = 5 \text{ HA10} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c-Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAEL91) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ Mpa (A.5.1, 211/BAEL91)}$$

$$\tau_u = \frac{46.57 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.274 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \\ \tau_u = 0.274 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

#### **d-L'adhérence des barres : (Art. A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\Psi = 1.5$  (pour les aciers H.A).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 7 \times 3.14 \times 14 = 307.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.57 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 307.72} = 0.99 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 0.99 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow$  Pas de risque d'entrainement des barres

#### **e-Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1)**

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

La longueur de scellement est :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de (BAEL 91/99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A, soit :  $L_c = 19.75 \text{ cm}$ .

#### **f-Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 /BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 46.57 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 170} = 0.609 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

**g-Influence de l'effort tranchant sur les armatures :(Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section D'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

$$\text{Ast min à ancrer} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 46.57 \times 10^3}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.05 \text{ cm} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = 1.34 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

**III-3-3-6-CALCUL à l'ELS :****a-Combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Palier : } q_{s1} = G_1 + Q = (6.77 + 2.5) \text{ 1ml} = 9.27 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = G_2 + Q = (10.05 + 2.5) \text{ 1ml} = 12.55 \text{ KN/ml}$$

**b-Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \Rightarrow \begin{aligned} RA + RB &= q_{s1} l_1 + q_{s2} l_2 \\ RA + RB &= q_{s1} l_1 + q_{s2} l_2 \end{aligned}$$

$$RA + RB = 9.27 \times 1.25 + 12.55 \times 4.20$$

$$\mathbf{RA + RB = 64.30 \text{ KN}}$$

$$\begin{aligned} \sum M/A = 0 &\Rightarrow RA \cdot L - q_{s1} l_1 \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q_{s2} l_2 \left( L - l_1 - \frac{l_2}{2} \right) = 0 \\ RA &= \frac{1}{5.45} \left[ 9.27 \times 1.25 \left( 5.45 - \frac{1.25}{2} \right) + 12.55 \times 4.20 \left( 5.45 - 1.25 - \frac{4.20}{2} \right) \right] \end{aligned}$$

$$\mathbf{RA = 30.57 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } RB = 64.30 - 30.57 = 33.73 \text{ KN}$$

$$\mathbf{RB = 33.73 \text{ KN}}$$

**c. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

Efforts tranchants :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.25 \text{ m}$

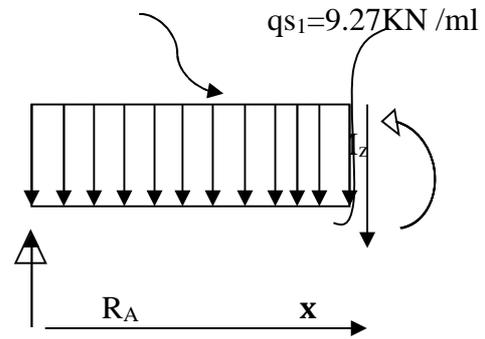
- Efforts tranchants :

$$\begin{aligned} T(y) &= -q_{S1} \cdot x + R_A \\ T(x) &= -9.27 \cdot x + 30.57 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = \mathbf{30.57KN} \\ T(x=1.25) = \mathbf{18.98 KN} \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -9.27 \frac{x^2}{2} + 30.57x \\ &= -4.635x^2 + 30.57x \end{aligned}$$

$$T_y \rightarrow \begin{cases} M(x=0) = \mathbf{0 KN.m} \\ M(x=1.25) = \mathbf{30.97KN.m} \end{cases}$$



➤ **2eme tronçon :  $0 \leq x \leq 4.20m$**

**- Efforts tranchants :**

$$\begin{aligned} T(y) &= q_{S2} \cdot x - R_B \\ T(x) &= 12.55 \cdot x - 33.73 \end{aligned} \rightarrow \begin{cases} T(x=0) = \mathbf{-33.73 KN} \\ T(x=4.20) = \mathbf{18.98KN} \end{cases}$$

**-Moments fléchissant :**

$$\begin{aligned} M(z) &= -12.55 \frac{x^2}{2} + 33.73x \\ &= -6.275x^2 + 33.73x \end{aligned}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M(x=0) = \mathbf{0 KN.m} \\ M(x=4.20m) = \mathbf{30.97 KN.m} \end{cases}$$

**-Moment maximum:**

$$T_y=0 \rightarrow M=\max$$

$$T(x) = 12.55 \cdot x - 33.73 = 0$$

$$\boxed{x = 2.7 \text{ m}}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.7m$ .

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -6.275x^2 + 33.73x$$

$$\boxed{M_z^{\max} = \mathbf{45.33N.m}}$$

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis** :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -13.60 \text{ KN.m}$

- **en travées** :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 38.53 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

**d-Diagrammes des efforts internes à L'ELS :**

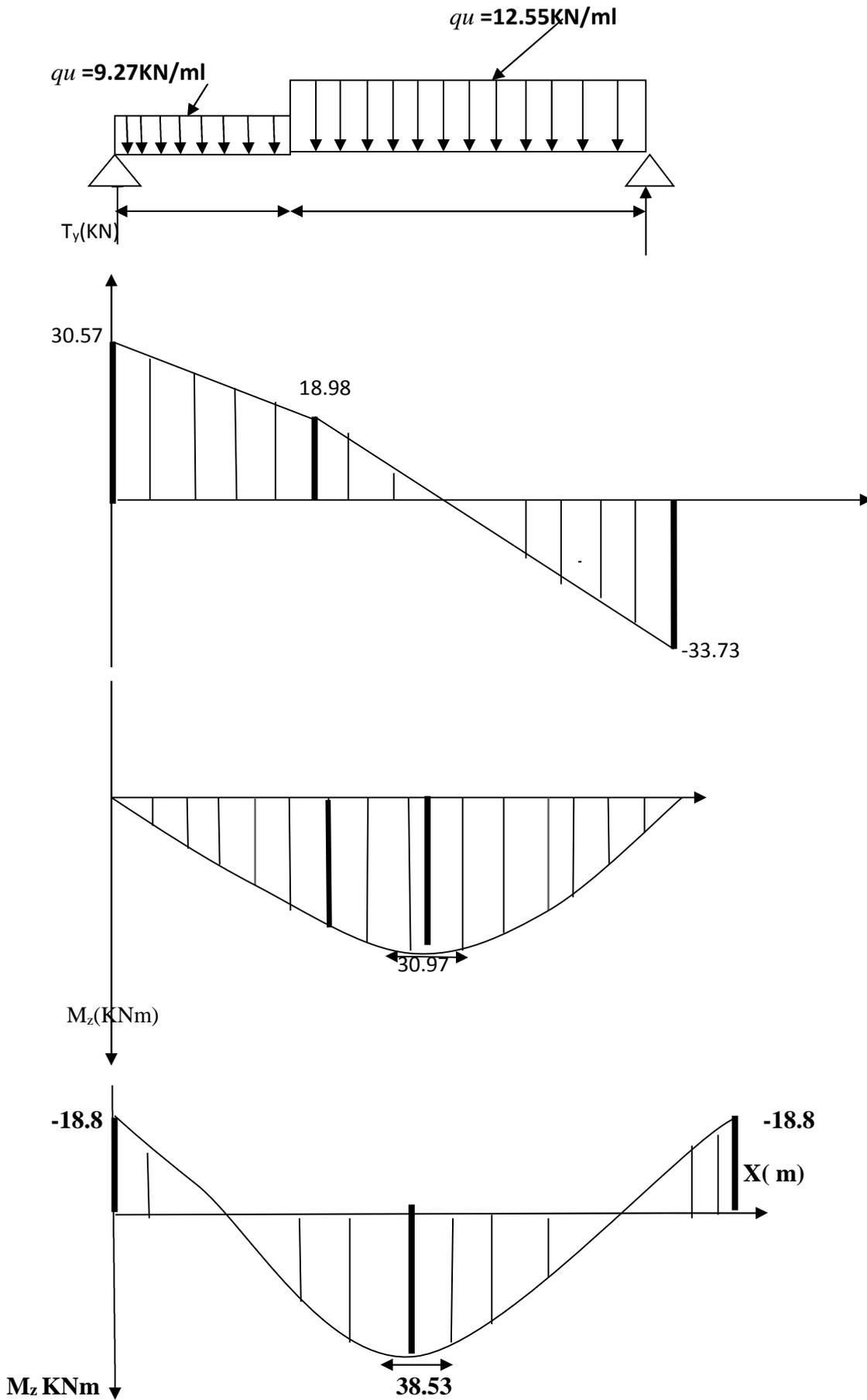


Figure III-3-7 : Diagramme efforts internes à l'ELU

**III-3-3-7-vérifications à l'ELS :**➤ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **contrainte de compression dans le béton**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \end{cases}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 17} = 0.231$$

$$\rho_1 = 0.231 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.923 \\ \alpha_1 = 0.231 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.020$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sa} &= \frac{M_a}{A_{sa} \times \beta \times d} = \frac{13.60 \times 10^6}{393 \times 0.923 \times 170} = 220.54 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} &= K \sigma_{sa} = 220.54 \times 0.020 = 4.41 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 4.41 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

➤ **En travée :**  $\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 10.78}{100 \times 17} = 0.634$

$$\rho_1 = 0.634 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.882 \\ \alpha_1 = 0.354 \end{cases}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0.037$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sa} &= \frac{M_t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{38.53 \times 10^6}{1078 \times 0.882 \times 170} = 238.38 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} &= K \sigma_{sa} = 238.38 \times 0.037 = 8.82 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8.82 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

➤ Vérification de la flèche (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont

Vérifiées :

$$a) \frac{h}{L'} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{5.45} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

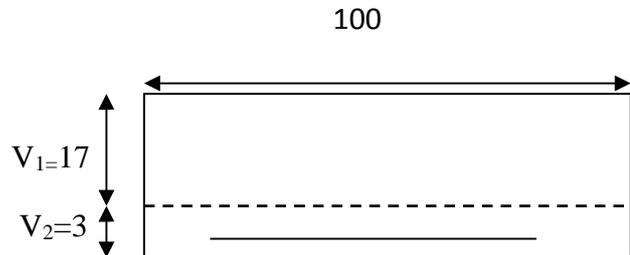
$$b) \frac{h}{L'} \geq \frac{M_t}{10M_t} \Rightarrow \frac{0.2}{5.45} = 0.036 < \frac{38.53}{10 \times 38.53} = 0.1 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 17} = 0.0063 \leq 0.011 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5qL^4}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$



Avec  $E_v$  : Module de la déformation diffère

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = \mathbf{10818.86 Mpa}$$

$$q_s = \max \{ \mathbf{9.27 KN/ml}, \mathbf{12.55 KN/ml} \} = \mathbf{12.55 KN/ml}.$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 10.78 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 10.78} = \mathbf{10.52 cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.52 = \mathbf{9.48 cm}$$

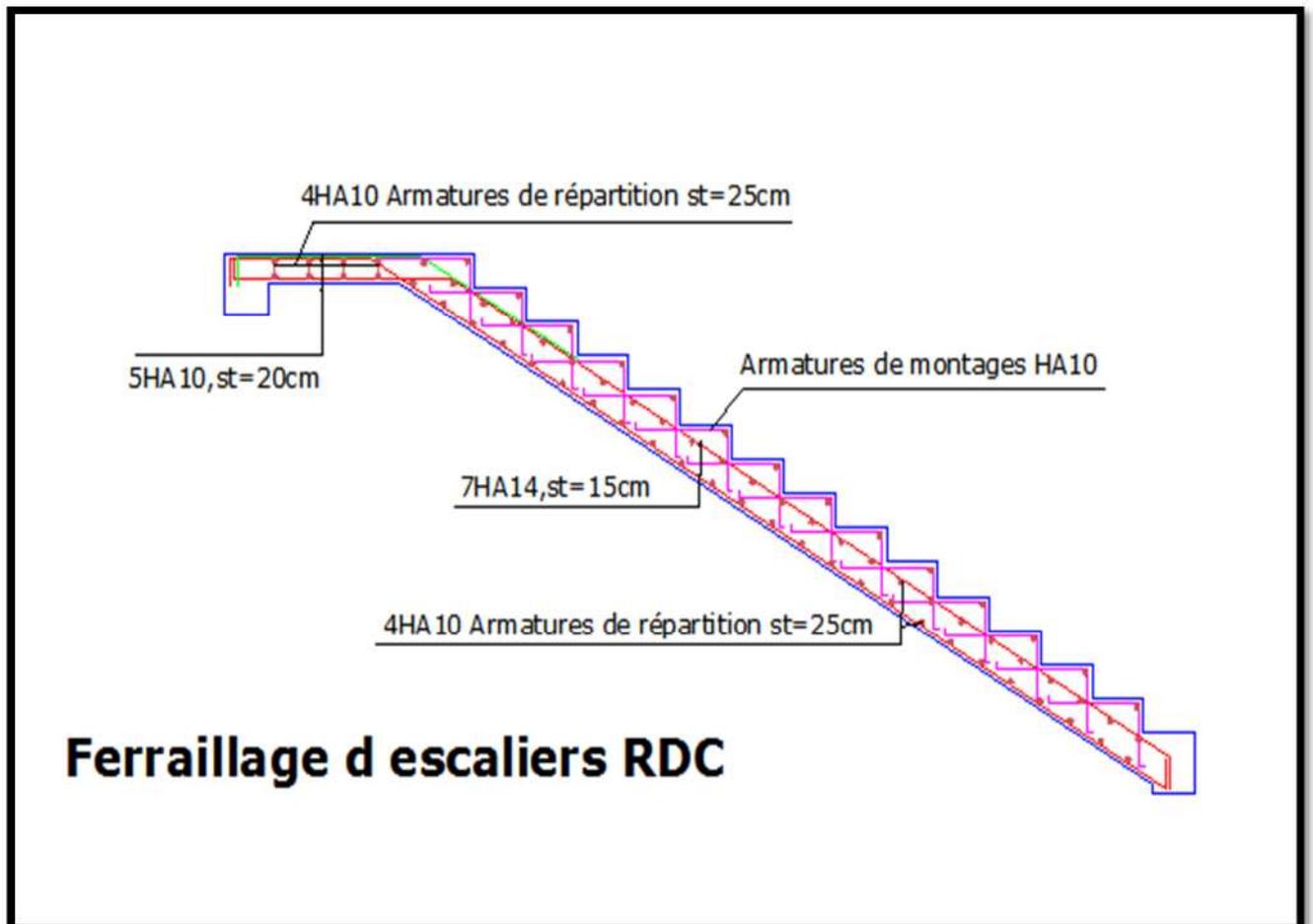
$$\text{D'où: } I = \frac{100}{3} (10.52^3 + 9.48^3) + 15 \times 10.78 (9.48 - 3)^2$$

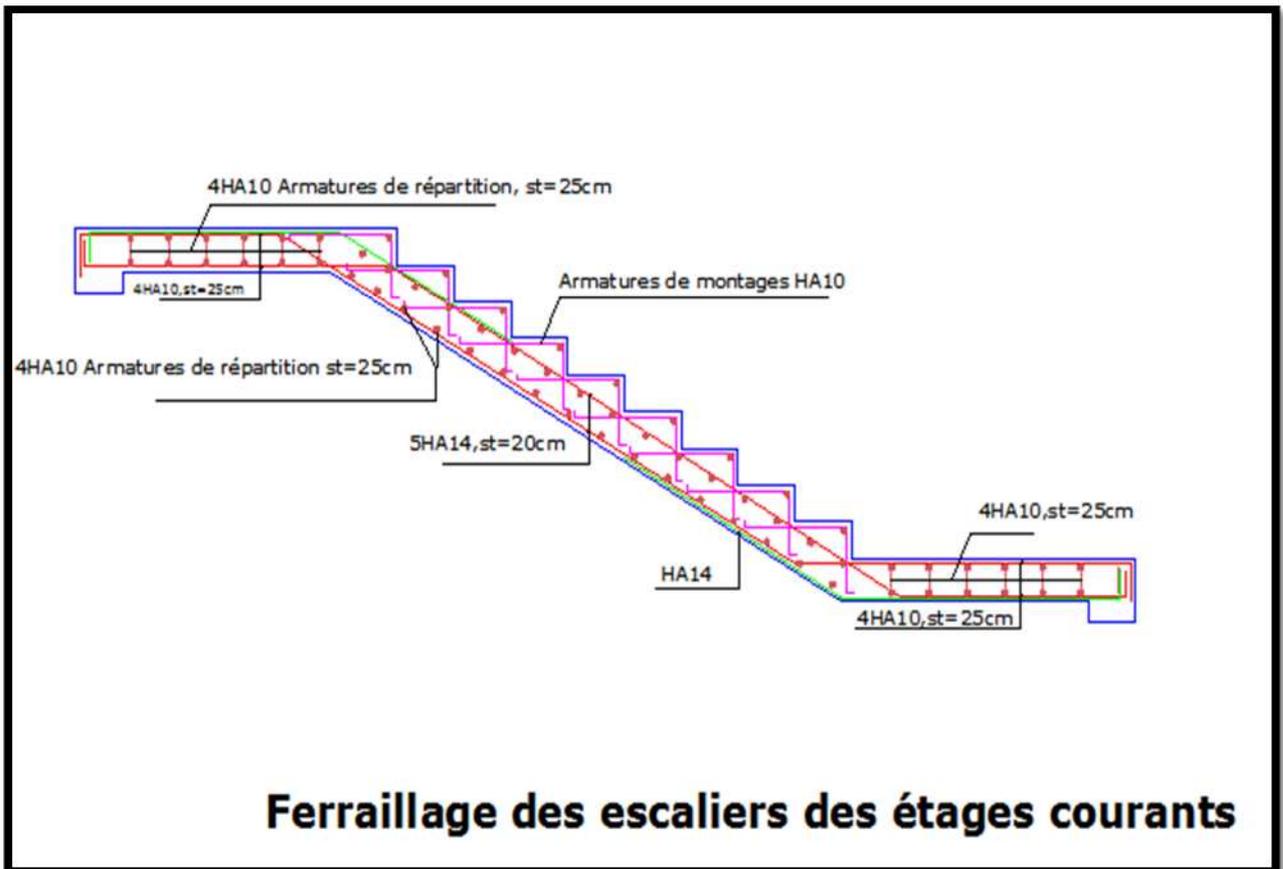
$$I = \mathbf{73997.31 cm^4}$$

$$f = \frac{5 \times 12.55 \times 5.45^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 73997.31 \times 10^{-8}} = 0.0180 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{545}{500} = 1.09 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage est donné par la figure suivante:





**III-4-Calcul de la poutre palière :**

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera partiellement encastrée dans les poteaux.

**III-4-1-Pré dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

L=360 cm

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm} \quad ;$$

On opte pour : **h = 30cm**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **b = 25 cm**

**❖ Vérification des conditions sur RPA :**

$$\left. \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.2 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

**Section adoptée :**

Poutre palière  $\Rightarrow$  (30x25) cm<sup>2</sup>

**III-4-2-Détermination des Charges et surcharges :**

**Poids propre de la poutre :**

-Poids propre :  $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/m}$

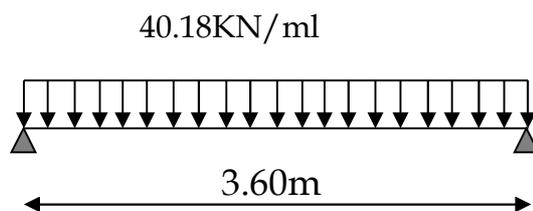
- Réaction du palier (ELU):  $T_u = 37.65 \text{ KN}$

- Réaction du palier (ELS):  $T_s = 27.19 \text{ KN}$

**III-4-3- Calcul des efforts internes :****1) Combinaison de charges à l'ELU et a L'ELS :**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + Tu = 1.35 \times 1.875 + 37.65 = 40.18 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Ts = 1.875 + 27.19 = 29.07 \text{ KN/ml}$$

**-2) Calcul des efforts internes:****calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{40.18 \times 3.6}{2} = 72.32 \text{ KN}$$

**Calcul des moments isostatique :**

$$M_z^{\max} = \frac{qu l^2}{8} = \frac{40.18 \times 3.60^2}{8} \rightarrow M_z^{\max} = 65.09 \text{ KN/m}$$

**Correction des moments :**

$$\text{- Aux appuis : } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 65.09 = -19.53 \text{ KN.m.}$$

$$\text{- En travée : } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 65.09 = 55.33 \text{ KN.m.}$$

**• Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 72.34 \text{ KN}$$

**3- Diagramme des Efforts internes:**

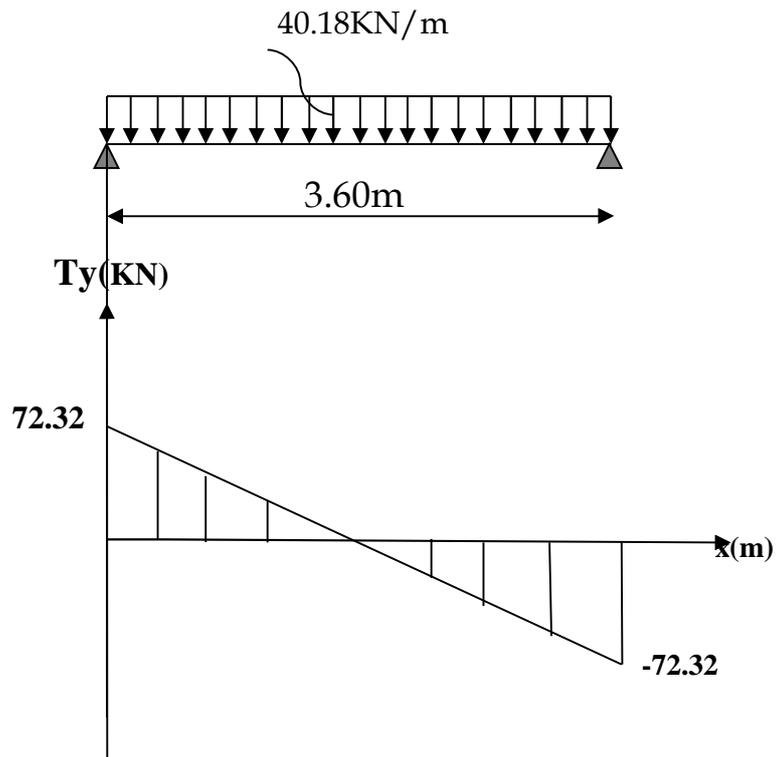


Fig III -1: diagramme d'effort tranchant a l'ELU.

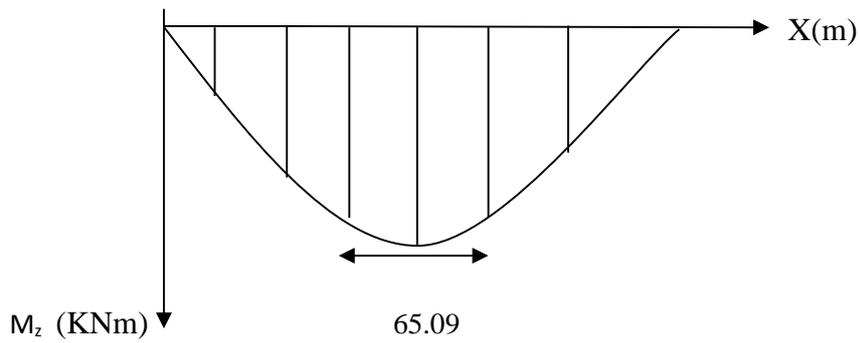


Fig III-2 : diagramme du moment fléchissant a l'ELU.

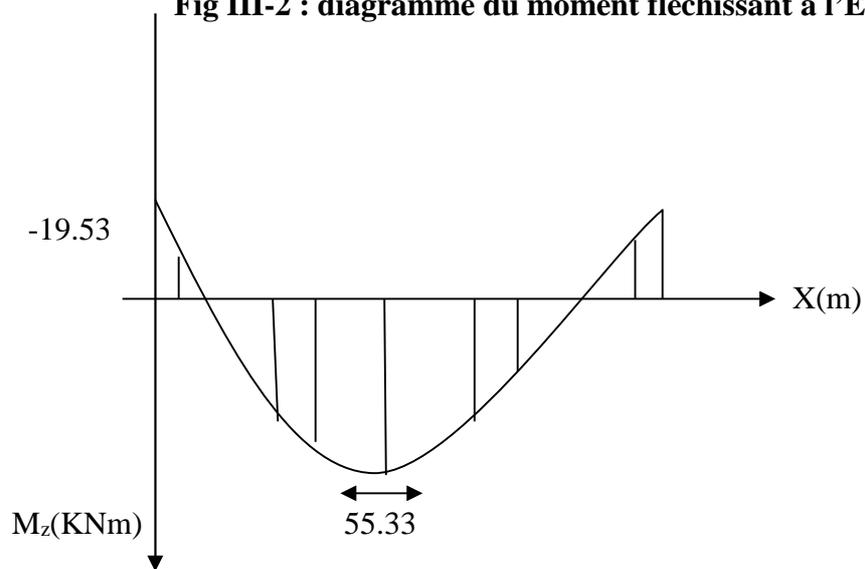


Fig III-3 : diagramme du moment corrigé a l'ELU

**III-4-4- Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

➤ **En travée** :  $M_u = 55.33$  KN.m.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.33}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.214 < \mu_e = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$\mu_u = 0.214$  ————— Tableau ————— ➤  $\beta = 0.878$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{55.33}{0.878 \times 0.27 \times 348 \times 10^3} = 0.000670 m^2 = 6.70 cm^2$$

On opte : 6HA12=6.79cm<sup>2</sup>

➤ **Aux appuis** :  $M_u = 19.53$  KNm

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.53}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.075$$

$\mu_u = 0.075$  ————— Tableau ————— ➤  $\beta = 0.960$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{19.53}{0.960 \times 0.27 \times 400 \times 10^3 / 1.15} = 0.000217 m^2 = 2.17 cm^2$$

On opte : 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>

✓ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003)**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$$A_{S \text{ Totale}} = 3HA12 + 6HA12 = 10.18 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

====> Condition vérifiée.

**III-4-5- Vérification à l'ELU :**

**a-condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{\text{adopte}} > A_{\text{min}} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

➤ **En travée** :  $A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 10^3 \times 0.25 \times 0.27}{400 \times 10^3} = 0.82 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopte}} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

➤ **Aux appuis** :  $A_{min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times 2.1}{400} = 0.82cm^2$

$A_{adopte} = 3.39cm^2 > A_{min} = 0.82cm^2 \dots \dots \dots$  **condition vérifiée.**

**b) Contrainte tangentielle (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{72.32 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.07Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20f_{c28}}{1.5}, 5Mpa \right\} = \min \{ 3.33Mpa, 5Mpa \} = 3.33Mpa$$

$\tau_u = 1.07Mpa < \bar{\tau}_u = 3.33Mpa \dots \dots \dots$  **Pas de risque de cisaillement.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c)Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y'est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$  ; **Avec** :  $\Psi_s = 1.5$  (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = 3.15 Mpa.$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226.08mm$

$\tau_{se} = \frac{72.32 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08}$  ; **Donc :  $\tau_{se} = 1.32Mpa.$**

$\tau_{se} = 1.32 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \dots \dots$  **Pas de risque d'entraînement des barres**

**d) Armatures de répartition :**

d-1) **diamètres des armatures transversales** : (BAEL 91/Art A.7.2, 2)

$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10} \right)$

$\phi_t \leq \min \left( \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right) = 8.57 mm \Rightarrow$  On prend  $\phi_t = 10 mm.$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\phi 8$  ; **Donc:  $A_t = 2,01cm^2$**

**d-2) Espacement max des armatures transversales :** (BAEL91/Art A.5.1, 22)

$$s_{tmax} \leq \min\{0.9d ; 40cm\} = \min\{24.3cm; 40cm\} = 24.3cm$$

On prend :  $S_{tmax} = 25cm$

**d-3) Exigences du RPA pour les aciers transversales :**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset; 30\text{ cm}\right\} = \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30\right\} = 7.5cm$

Soit  $S_t = 7cm$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm \quad \text{On opte pour : } S_{t\max} = 15\text{ cm}$$

**III-4-6- Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 29.07\text{ KN/ml.}$$

-Moment isostatique :  $M_{OS} = M_s^{max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{29.07 \times 3.60^2}{8} = 47.09\text{ KN.m}$

-Effort tranchant :  $T_s = T_s^{max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{29.07 \times 3.6}{2} = 52.33\text{ KN}$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

✓ **Aux appuis :**  $M_{ua} = -0,3 M_s^{max} = -14.13\text{ KN.m}$

✓ **en travées :**  $M_{ut} = 0,85 M_s^{max} = 40\text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes :

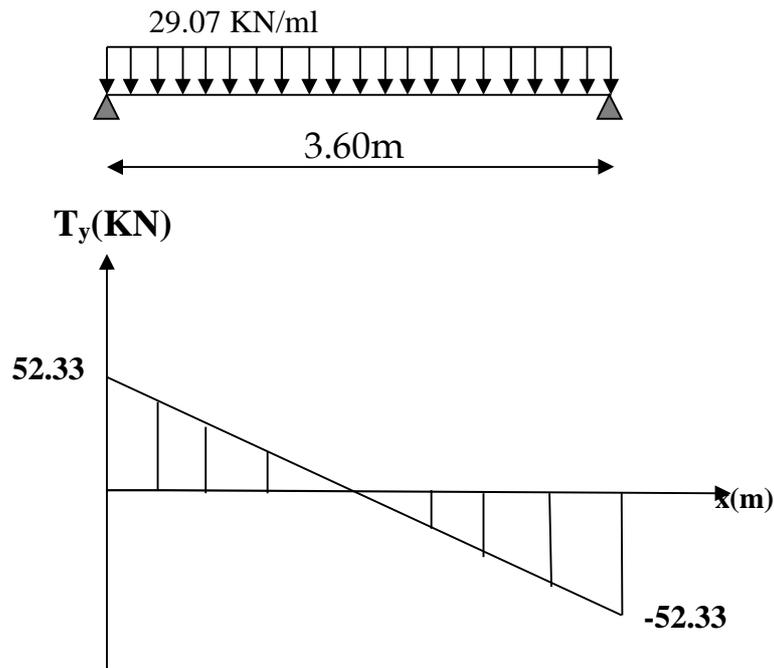


Fig III-4 : diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

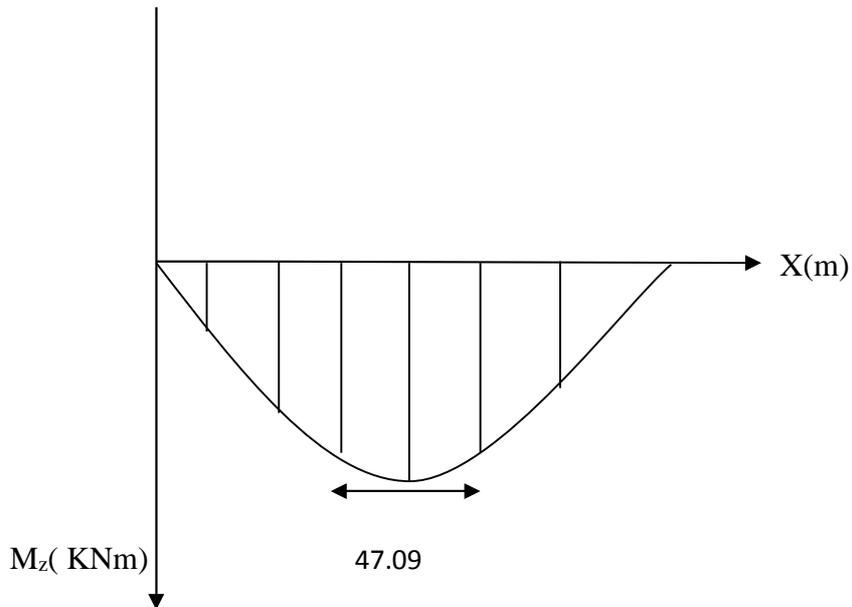


Fig III-5 : diagramme des moments a l'ELS.

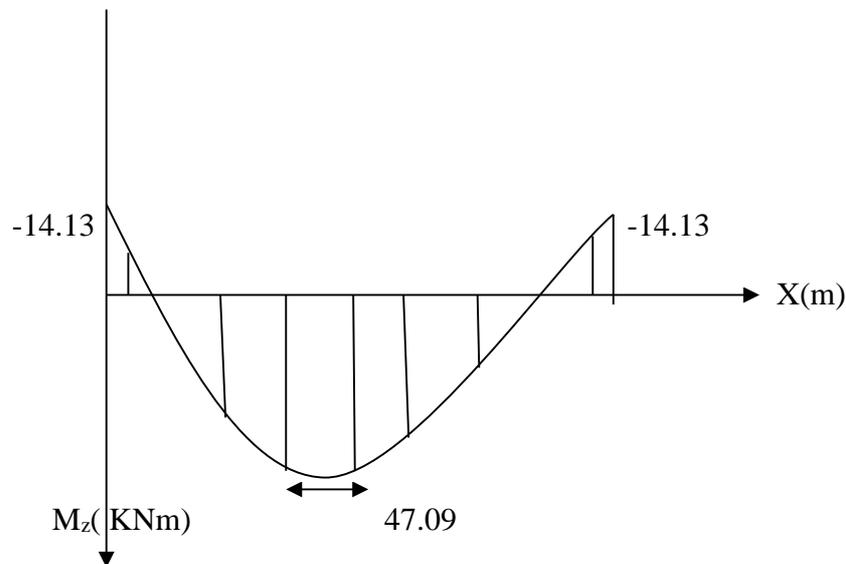


Fig III-6 : diagramme des moments corrigés à l'ELS.

**III-4-7- Vérification à l'ELS :**

Dans notre cas, les fissurations sont considérées comme peu nuisibles, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**a) Etat limite de compression de béton: (BAEL 91/Art A.4.5, 2) :**

**En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_t \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6.79}{25 \times 27} = 1.00$$

$$\rho_1 = 1.00 \text{ donc: } \beta_1 = 0.947 \longrightarrow K_1 = 79.3$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{55.33 \times 10^6}{0.947 \times 270 \times 679} = 318.70 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 318.70 < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

• contrainte dans le béton:

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_t \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{318.70}{79.3} = 4.02 \text{ Mpa}$$

$$\checkmark \bar{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_t = 4.02 \leq \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b-Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.60} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.083 < \frac{M_t}{10M_o} = \frac{55.33}{10 \times 47.09} = 0.12 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{6.79}{25 \times 27} = 0.010 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Une condition n'est pas vérifiée donc on passe au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5qL^4}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec  $E_v$  : Module de la déformation diffère

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$q_s = 29.07 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.79 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 6.79} = 10.34 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.34 = \mathbf{9.66 \text{ cm}}$$

$$\text{D'où: } I = \frac{100}{3} \left( \overline{10.34}^3 + 9.66^3 \right) + 15 \times 6.79(9.66 - 3)^2$$

$$I = \mathbf{71415.48 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{5 \times 29.07 \times 3.6^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 71415.48 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.008 \text{ cm}} < \bar{f} = \frac{360}{500} = \mathbf{0.72 \text{ m}}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

### Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

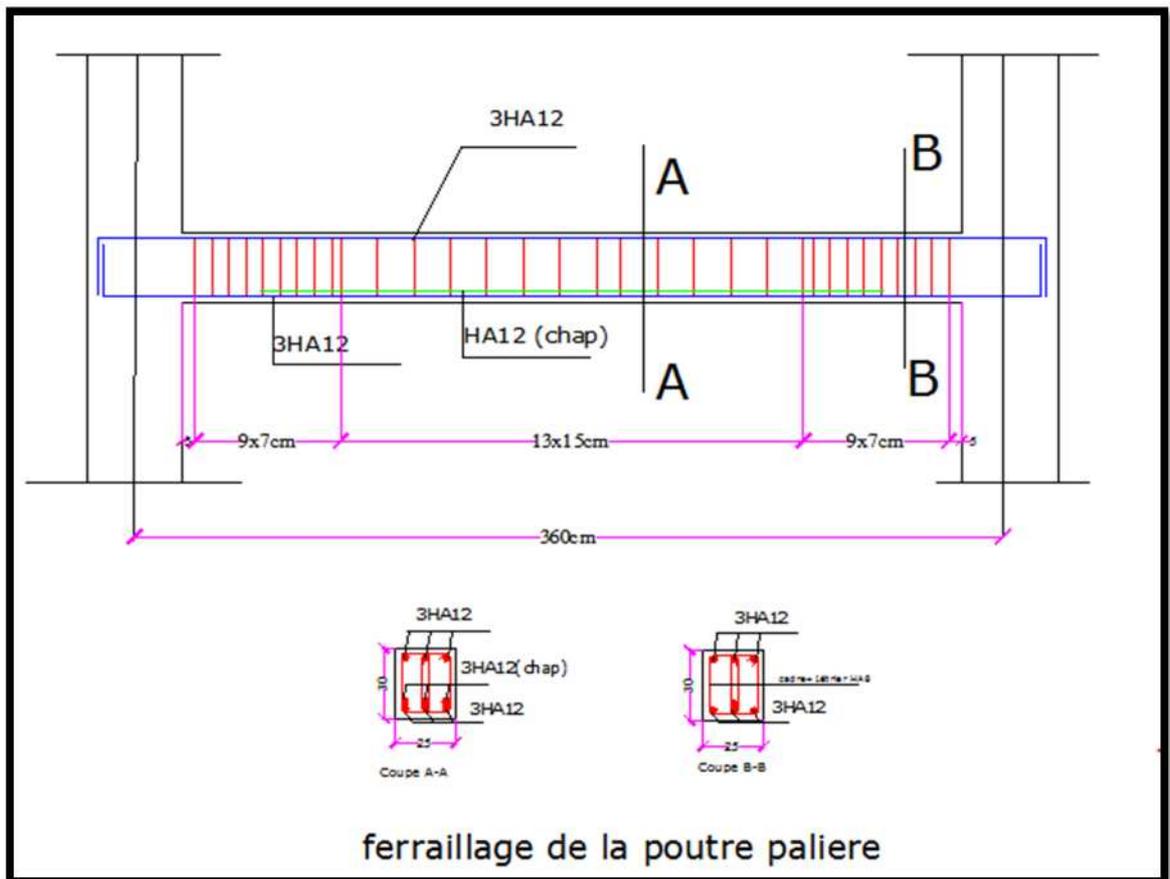
✓ Armatures principales :

- **6HA12** au niveau des travées.

- **3HA12** au niveau des appuis.

✓ Armatures de répartition :

- **1** cadre et **1** étrier en **HA8**



III-5- ETUDE DE LA TOITURE :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de 24° et 17° pour chacun, supportant une couverture en tuile mécanique, elle repose de part et d'autre sur les murs pignons. Son étude consiste à la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, liteaux) et à la vérification de leur résistance aux différentes sollicitations.

Les différentes pièces dont elle est constituée sont données par la figure suivante :

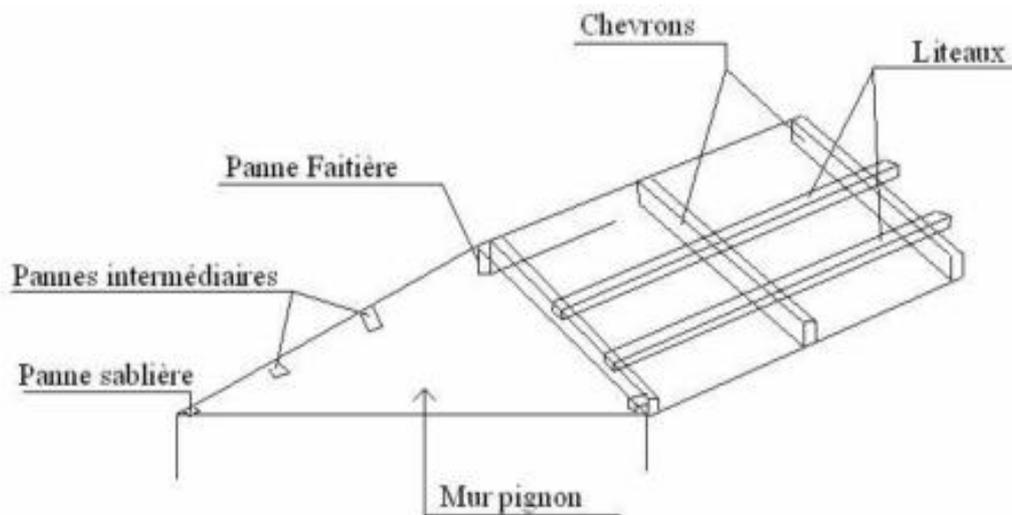


Figure III-18 : Détail de la charpente.

III-5-1-Détermination des charges et surcharges :III-6-1-1-Charges permanentes :

Poids des tuiles et des liteaux ..... 0.40KN/m

Poids des pannes et des chevrons ... 0.10KN/m

$$G = 0,50\text{KN/m}^2$$

III-6-1-2- Surcharges d'exploitations :

Poids de la neige ..... Q= 1KN/m<sup>2</sup>

III-5-2-Combinaisons des charges :

A l'E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = (1,35 \times 0,50) + (1,5 \times 1) = 2,175\text{KN/m}^2$$

A l'E.L.S:  $q_s = G + Q$   
 $q_s = 0,50 + 1 = 1,50 \text{ KN/m}^2$

**III-5-3-Détermination des efforts revenant à chaque élément :**

**III-5-3-1- Efforts revenant aux pannes :**

Espacement des pannes :  $1,2 \text{ m} \leq e_p \leq 1,8 \text{ m}$

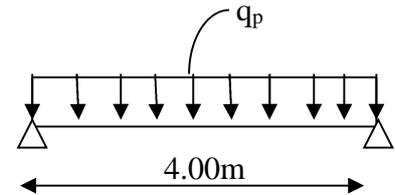
On prend :  $e_p = 1,50 \text{ m}$

Portée des pannes :  $l = 4,00 \text{ m}$

$$q_p = q_u \times e_p$$

$$q_p = 2.175 \times 1,50 = 3.262 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 3.262 \text{ KN/ml}$$



**III-5-3-2- Efforts revenant aux chevrons :**

Espacement des chevrons :  $0,2 \text{ m} \leq e_c \leq 0,6 \text{ m}$

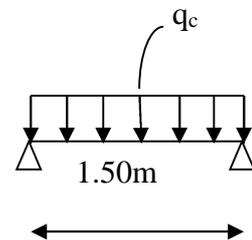
On prend :  $e_c = 0,50 \text{ m}$

Portée des chevrons :  $l_c = 1,50 \text{ m}$

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2.175 \times 0,50 = 1.087 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1.087 \text{ KN/ml}$$



**III-5-3-3- Efforts revenant aux liteaux :**

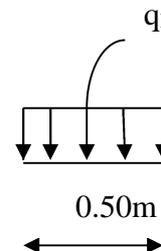
- Espacement des liteaux :  $e_l = 0,30 \text{ m}$

- Portée des liteaux :  $l_l = 0,50 \text{ m}$

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 2.175 \times 0,30 = 0.652 \text{ KN/ml}$$

$$q_l = 0.652 \text{ KN/ml}$$



**III-5-4- Détermination des sections :**

**III-5-4-1- Calcul des pannes :**

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

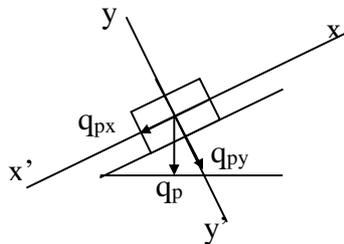


Figure III.4.5 : Schéma statique de la panne.

Versant :  $\beta = 17^\circ$

Suivant l'axe (x,x) :  $q_x = q_p \cdot \sin \beta = 3,262x \sin 17 = 0.954 \text{KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y) :  $q_y = q_p \cdot \cos \beta = 3,262x \cos 17 = 3.119 \text{KN/ml}$

**A - Vérification des contraintes :**

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » d'après les règles **CB 71** la contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_f = 226 \text{daN/cm}^2$ .

$$\sigma_f = \frac{M_{f_x} \times v}{I_{x'x}} + \frac{M_{f_y} \times v}{I_{y'y}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Moments de flexion :

Versant  $17^\circ$

Suivant  $x'x$  :  $M_{f_x} = q_{px} \times l_p^2 / 8 = 0.954 \times 4^2 / 8 = 1.908 \text{KNm}$ .

Suivant  $y'y$  :  $M_{f_y} = q_{py} \times l_p^2 / 8 = 3.119 \times 4^2 / 8 = 6.238 \text{KNm}$ .

- Choix de la section des pannes :

Soit une section de  $(10 \times 22) \text{cm}^2$ .

- Module de résistance :

$$x'x = \frac{I_{x'x}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 22^2}{6} \Rightarrow W_x = 806.67 \text{cm}^3$$

$$y'y = \frac{I_{y'y}}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{10^2 \times 22}{6} \Rightarrow W_y = 366.67 \text{cm}^3$$

- Les contraintes :

$$\sigma f = \frac{Mf_x \times v}{Ix'x} + \frac{Mf_y \times v}{Iy'y} = \frac{1.908 \times 10^4}{806.67} + \frac{6.238 \times 10^4}{366.67} = 193.78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f = 193.78 < \bar{\sigma} f = 226 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

$\sigma f < \bar{\sigma} f \Rightarrow$  La section adoptée est admise.

**B - Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962/CB71)**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 1,50 \times 1,50 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

**Suivant l'axe (x,x') :**  $q_x = 2,25 \times 0,292 = 0.657 \text{ KN/ml}$

**Suivant l'axe (y,y') :**  $q_y = 2,25 \times 0,965 = 2.171 \text{ KN/ml}$

- Moments de flexion :

Suivant x'x :  $Mf_x = 0.657 \times 4^2 / 8 \Rightarrow Mf_x = 1.314 \text{ KNm}$

Suivant y'y :  $Mf_y = 2.171 \times 4^2 / 8 \Rightarrow Mf_y = 4.342 \text{ KNm}$

- La flèche admissible :

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{l_p}{300}, \quad l_p = 400 \text{ cm} \Rightarrow \bar{f} = \frac{400}{300} = 1.33 \text{ cm}$$

- La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times l_p^2}{48 \times E_f \times h/2} \quad \text{avec} \quad E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma f}$$

$E_f$  est le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{226} = 165366.26 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f_x = \frac{1.314 \times 10^4}{806.67} = 16.29 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f_y = \frac{4.342 \times 10^4}{366.67} = 118.42 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma f = \sqrt{(\sigma f_x)^2 + (\sigma f_y)^2}$$

$$\sigma f = \sqrt{(16.29)^2 + (118.42)^2}$$

$$\sigma f = 119.54 \text{ daN/cm}^2$$

Alors on aura :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times l_p^2}{48 \times E_f \times h / 2}$$

$$f = \frac{5 \times 119.54 \times 400^2}{48 \times 165366.26 \times 22 / 2}$$

$$f = 1.095 \text{ cm}$$

$$f = 1.095 \text{ cm} < \bar{f} = 1.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section adoptée est bonne.}$$

### **III-5-4-2- Calcul des chevrons :**

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$ , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après.

La section du chevron est de  $(50 \times 70) \text{ mm}^2$ .

#### **A - Vérification de la contrainte admissible :**

On doit vérifier que  $\sigma f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma f} = 226 \text{ daN/cm}^2$

- Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = 4/5 M_0$$

$$\text{En travées : } M_{ft} = 2/3 M_0$$

$$\text{avec } M_0 = q_c \times L_c^2 / 8$$

$$\text{d'où : } M_0 = 1.087 \times 1.50^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 0.306 \text{ KNm}$$

Ce qui donne :

$$M_{fa} = 0.245 \text{ KNm}$$

$$M_{ft} = 0.204 \text{ KNm}$$

- Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura :

Aux appuis :  $\sigma_{fa} = \frac{0,245 \times 10^4}{40.83} = 60.00 \text{ daN / cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 226 \text{ daN / cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $\sigma_{ft} = \frac{0,204 \times 10^4}{40.83} = 49.96 \text{ daN / cm}^2 < \overline{\sigma_f} = 226 \text{ daN / cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### **B - Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :**

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est :

$$\bar{f} = \frac{l_c}{200} \quad \text{avec } l_c : \text{La portée de la pièce (chevrons).}$$

$$\bar{f} = \frac{150}{200} = 0.75 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_c^2}{48 \times E_f \times h / 2}$

- Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 60 \times 150^2}{48 \times 165366.26 \times 7 / 2} = 0.243 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 49.96 \times 150^2}{48 \times 165366.26 \times 7 / 2} = 0.202 \text{ cm} \leq 0.75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, **soit (50× 70) mm<sup>2</sup>**.

### **III-5-4- 3-Calcul des liteaux :**

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

#### **Versant $\alpha= 17^\circ$**

**Suivant l'axe (x,x) :**  $q_x = q_l \cdot \sin \alpha = 0.652 \times 0,292 = 0.190 \text{ KN/ml}$

**Suivant l'axe (y,y) :**  $q_y = q_l \cdot \cos \alpha = 0.652 \times 0,965 = 0.438 \text{ KN/ml}$

**A - Vérification des contraintes :**

- Moments de flexion :

Suivant  $x'x$  :  $Mf_x = q_{lx} \times l^2 / 8 = 0.190 \times 0.50^2 / 8 = 0.0059 \text{KNm}$ .

Suivant  $y'y$  :  $Mf_y = q_{ly} \times l^2 / 8 = 0.438 \times 0.50^2 / 8 = 0.0137 \text{ KNm}$ .

- Choix de la section des liteaux :

Soit une section de  $(30 \times 40) \text{ mm}^2$ .

- Module de résistance :

$$x'x = \frac{Ix'x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} \Rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$y'y = \frac{Iy'y}{v} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} \Rightarrow W_y = 6 \text{ cm}^3$$

- Les contraintes :

$$\sigma f = \frac{Mf_x \times v}{Ix'x} + \frac{Mf_y \times v}{Iy'y} = \frac{0.0059 \times 10^4}{8} + \frac{0.0137 \times 10^4}{6} = 30.21 \text{ daN/ cm}^2$$

$\sigma f = 30.21 < \bar{\sigma} f = 226 \text{ daN/ cm}^2$  .....condition vérifiée.

$\sigma f < \bar{\sigma} f$  La section adoptée est admise.

**B -Vérification de la flèche pour les liteaux :**

La valeur de la flèche admissible pour les liteaux est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{l_1}{200} \Rightarrow \text{avec } l_1 : \text{La portée de la pièce (chevrons)}.$$

$$\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times lc^2}{48 \times Ef \times h / 2}$$

$$f = \frac{5 \times 30.21 \times 50^2}{48 \times 165366.62 \times 4 / 2} = 0.024$$

$f = 0.024 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \Rightarrow$  La section adoptée est bonne.

**III-5-5 -Assemblage de la charpente :**

Nous optons pour un assemblage cloué utilise en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.les assemblages cloués sont utilisées dans les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des cloués soit en fonction de son épaisseur ;

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)}$$

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

$e$  : épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

$d$  : diamètre des clous.

Il est déconseille de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois.

Il ne faut pas galvanisé.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculez, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{4}{9} = 0,44 \text{ cm.}$$

Sachant que ;

$e$  : épaisseur des liteaux (4cm).

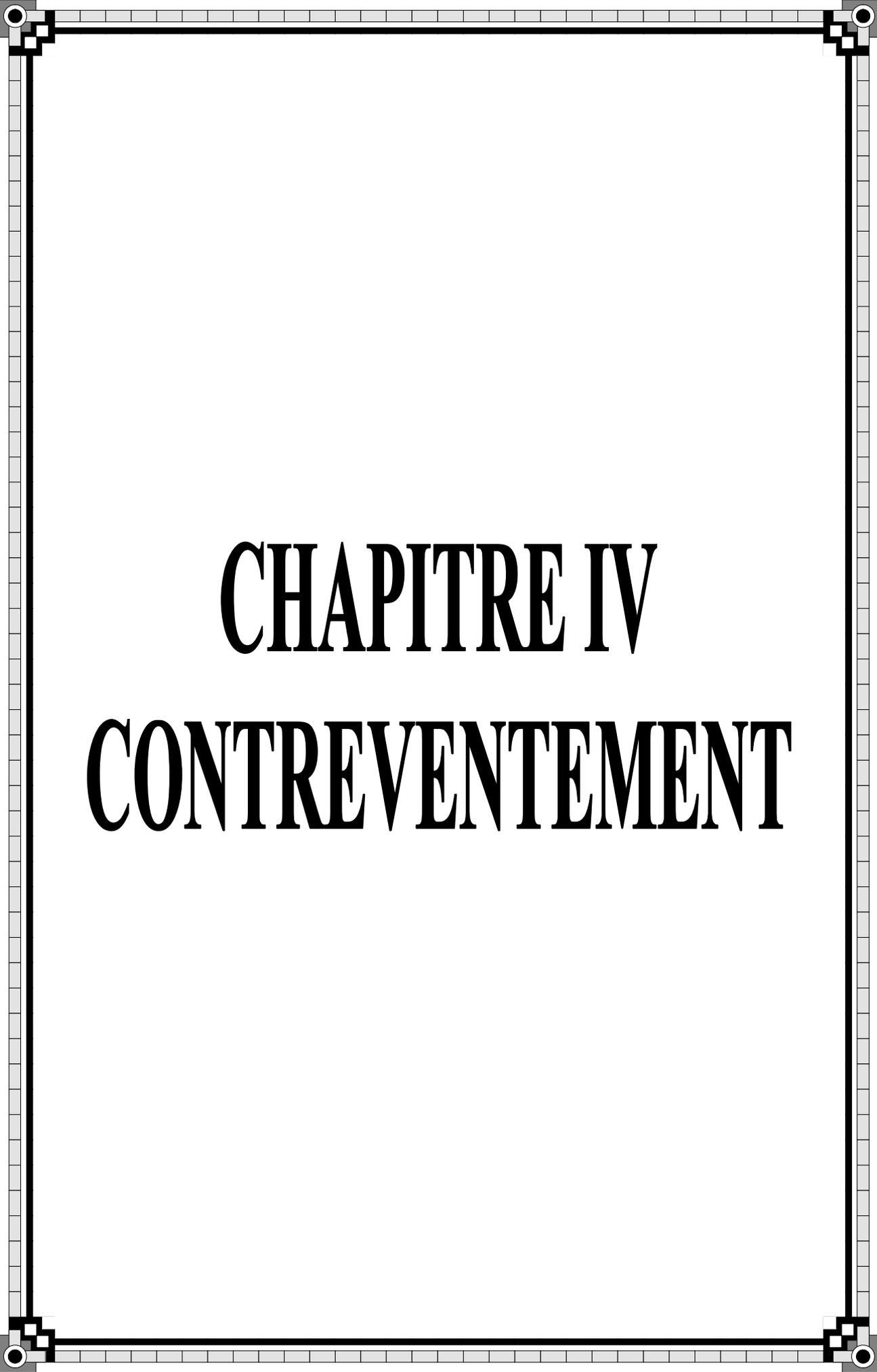
**Remarque :** L'évacuation des eux pluviaux sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

**Conclusion :****Les sections de la toiture :**

Section des pannes : (10 X 22) cm<sup>2</sup>.

Section des chevrons : (50X 70) mm<sup>2</sup>.

Section des liteaux : (30X 40) mm<sup>2</sup>.



# **CHAPITRE IV**

# **CONTREVENTEMENT**

**IV- CONTREVENTMENT**

**IV-1 Introduction**

Dans ce chapitre l'étude consiste en détermination des éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales (vent et séisme).

Il est indispensable de comparer l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations entre les refends et les portiques.

**IV-2 Caractéristiques géométriques de refends**

**Inerties des refends pleins**

➤ **Les refends longitudinaux**

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_x \ll I_y (e \ll L) \longrightarrow I_x = 0$$

➤ **Les refends transversaux**

$$I_x = \frac{e L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y \ll I_x (e \ll L) \longrightarrow I_y = 0$$

**Avec:**

L: longueur de voile.

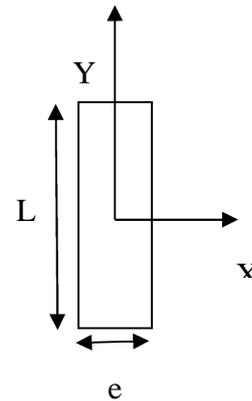
e: épaisseur de voile.

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

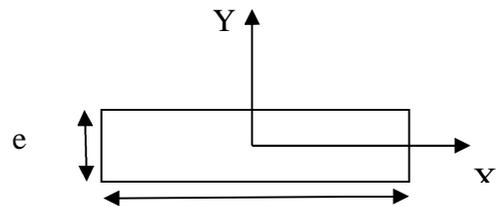
**-Sens longitudinal**

**Tableau IV-1: Les inerties des refends dans le sens longitudinal .**

Niveau	Voile	L (m)	e(m)	I(m <sup>4</sup> )
De sous sol au dernier niveau	VL <sub>1</sub>	2.00	0.2	0.13
	VL <sub>2</sub>	2.00	0.2	0.13
	VL <sub>3</sub>	2.00	0.2	0.13
	VL <sub>4</sub>	2.00	0.2	0.13
SOMME				0.52



**Figure IV-1 : refend longitudinal.**



**Figure IV-2 : refend transversal.**

Sens transversal :

Tableau IV-2: Les inerties des refends dans le sens transversal.

Niveau	Voile	L ( m)	e(m)	I(m <sup>4</sup> )
De 8 au sous sol	VT <sub>1</sub>	2.00	0.2	0.13
	VT <sub>2</sub>	2.00	0.2	0.13
	VT <sub>3</sub>	2.00	0.2	0.13
	VT <sub>4</sub>	2.00	0.2	0.13
SOMME				0.52

Inertie moyen du refend dans le sens horizontal :  $I_{\text{moy}} = 0.52 \text{ m}^4$

Inertie moyen du refend dans le sens transversal :  $I_{\text{moy}} = 0.52 \text{ m}^4$

### IV-3 Inertie fictive des portiques

Inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque de chaque plancher sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne, ensuite en compare les déplacements aux flèches que produira un refends sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau) et pour une inertie égale à l'unité ( $I=1\text{m}^4$ ).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{\text{en}} = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{Avec :} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :

$I_{\text{en}}$  : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « i ».

$F_n$ : Flèche du refond au niveau « i ».

$D_n$ : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

#### IV-3-1 Calcul des flèches du refend

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est  $I = 1 \text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des

« Moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à (1 tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure suivante :

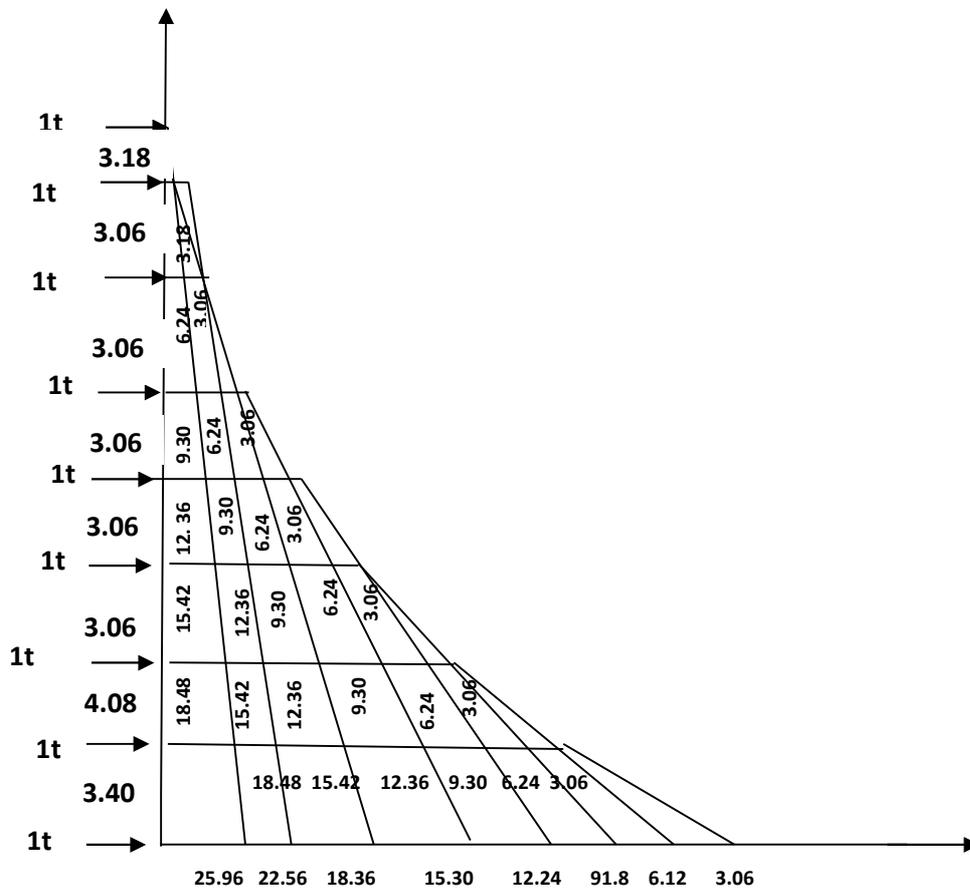


Figure IV-3 : Diagramme des moments des aires

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

Avec :

$f_i$  : flèche de refend choisit au niveau « i ».

$S_i$  : Surface du trapèze.

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h_i}{2}$$

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

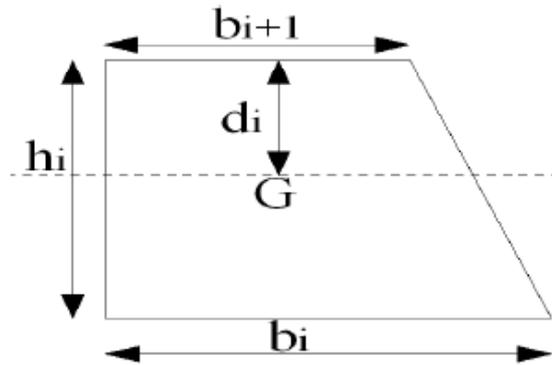


Figure IV-4 : La notation adopte pour calculer la surface de trapèze.

Le tableau suivant donne les aires «  $S_i$  » et la position du centre de gravité «  $X_i$  » par diagramme des moments :

Tableau IV-3 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.

Niveau	h (m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)
6	3.18	3.18	0	5.06	2.12
5	3.06	9.30	3.18	19.10	1.78
4	3.06	18.60	9.30	42.69	1.7
3	3.06	30.96	18.60	75.15	1.65
2	3.06	46.38	30.96	118.33	1.63
1	3.06	64.86	46.38	170.20	1.61
RDC	4.08	87.42	64.86	310.65	2.14
Sous sol	3.40	113.38	87.42	341.36	1.77

Nous aurons :

$$f_{ss} = \frac{341.36 \times 1.77}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{310.65 \times 2.14 + 341.36 \times 5.54}{EI}$$

$$f_1 = \frac{170.2 \times 1.61 + 310.65 \times 5.69 + 341.36 \times 9.09}{EI}$$

$$f_2 = \frac{118.33 \times 1.63 + 170.20 \times 4.69 + 310.65 \times 8.77 + 341.36 \times 12.17}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{ss} = \frac{604.21}{EI} \quad f_{RDC} = \frac{2555.93}{EI} \quad f_1 = \frac{5144.58}{EI} \quad f_2 = \frac{7869.87}{EI} \quad f_3 = \frac{10890.72}{EI}$$

$$f_4 = \frac{14122.19}{EI} \quad f_5 = \frac{17479.56}{EI} \quad f_{comb} = \frac{21153.57}{EI}$$

### IV.3.2. Calcul des déplacements des portiques :

La rotation d'étage est donnée :

➤ **Niveau étage courant :**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

➤ **Niveau RDC :**

Poteau encasturé a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum Kt_1 + 2 \sum Kp_1}$$

Poteau articulé à la base :

$$E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum Kt_1}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n$$

$T_n$  : effort tranchant de niveau « n ».

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres} . \quad K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux} . \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

$h$  : hauteur d'étage.

$L$  : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec :} \quad E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Sens longitudinal :

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ 10 <sup>-4</sup> (m)	$\sum K_{tn}$ 10 <sup>-4</sup> (m)	M <sub>n</sub> (t.m)	M <sub>n+1</sub> (t.m)	EΘ <sub>n</sub> (t/m <sup>2</sup> )	EΨ <sub>n</sub> (t/m <sup>2</sup> )	EΔ <sub>n</sub> (mm)	D <sub>n</sub> =∑Δ <sub>n</sub>	F <sub>i</sub>	I <sub>e</sub>	∑ I <sub>e</sub>
6	2B – 2E	3.18	8.4906	7.535	3.18	0	175.846	660.484	2100.340	49090.1951	21153.57	0.4309	1.2595
	3A – 3E	3.18	12.7358	7.535	3.18	0	175.846	556.447	1769.503	48221.6104		0.43867	
	4B – 4E	3.18	8.4906	7.535	3.18	0	175.846	660.484	2100.340	54241.9458		0.3899	
5	2B – 2E	3.06	8.8235	7.535	12,24	9,18	520.901	1273.385	3896.558	46989.8547	17479.56	0.3719	1.0835
	3A – 3E	3.06	13.2353	7.535	12,24	9,18	520.901	1076.940	3295.438	46452.1078		0.37629	
	4B – 4E	3.06	8.8235	7.535	12,24	9,18	520.901	1273.385	3896.558	52141.6054		0.33523	
4	2B – 2E	3.06	16.3467	7.6428	15,3	12,24	847.202	1409.931	4314.390	43093.2969	14122.19	0.32771	0.9476
	3A – 3E	3.06	24.52	7.6428	15,3	12,24	847.202	1330.094	4070.088	43156.6699		0.3272	
	4B – 4E	3.06	16.3467	7.6428	15,3	12,24	847.202	1488.128	4553.672	48245.0476		0.29271	
3	2B – 2E	3.06	16.3467	7.6428	18,36	15,3	1180.8494	1977.77	6051.9774 6	43691.3752	10890.72	0.24926 476	1.202
	3A – 3E	3.06	24.52	7.6428	18,36	15,3	1180.8494	1767.73	5409.27	39086.5821		0.278	
	4B – 4E	3.06	16.3467	7.6428	18,36	15,3	1180.8494	1977.770	6051.97	43691.3752		0.2492	

2	2B – 2E	3.06	16.3467	7.6428	21,42	18,36	1514.496	2467.412601	7550.282	37639.39	7869.87	0.2090	1.0296
	3A – 3E	3.06	24.52	7.6428	21,42	18,36	1514.496	2205.381781	6748.468	33677.30		0.2336	
	4B – 4E	3.06	16.3467	7.6428	21,42	18,36	1514.496	2467.412	7550.282	37639.39		0.2090	
1	2B – 2E	3.06	16.3467	7.6428	24,48	21,42	1848.143	2978.608	9114.540	30089.115	5144.58	0.1709	0.8572
	3A – 3E	3.06	24.52	7.6428	24,48	21,42	1848.143	2664.578	8153.611	26928.835		0.1910	
	4B – 4E	3.06	16.3467	7.6428	24,48	21,42	1848.143	2978.608	9114.540	30089.1152		0.1709	
RDC	2B – 2E	4.08	20.915	7.6857	27,54	24,48	2224.897	3326.528	13572.23	20974.574	2555.93	0.1218	0.6072
	3A – 3E	4.08	31.3725	7.6857	27,54	24,48	2224.897	3026.903	12349.76	18775.224		0.1361	
	4B – 4E	4.08	20.915	7.6857	27,54	24,48	2224.897	3326.528	13572.23	20974.574		0.1218	
SSOL	2B – 2E	3.40	25.098	7.6857	31,47	27,54	2630.409	2177.158	7402.33	7402.3375	604.21	0.0816	0.3600
	3A – 3E	3.40	37.6471	7.6857	31,47	27,54	2630.409	1889.840	6425.457	6425.457		0.0940	
	4B – 4E	3.40	25.098	7.6857	31,47	27,54	2630.409	2177.158	7402.337	7402.3375		0.0816	

Sens transversal :

niveau	Portique	h (m)	$\sum K_{pn}$ $10^{-4}$ (m)	$\sum K_{tn}$ $10^{-4}$ (m)	$M_n$ (t.m)	$M_{n+1}$ (t.m)	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Delta_n$ (mm)	$D_n = \sum \Delta_n$	$F_i$	$I_e$	$\sum I_e$
6	2B – 4B	3.18	6.36	4.7043	3.18	0	281.657	1114.977	3545.66	125498.99	21153.5	0.1686	1.0210
	2C – 4C	3.18	6.36	4.7043	3.18	0	281.657	1114.977	3545.62	125498.998		0.1685	
	2D – 4D	3.18	6.36	4.7043	3.18	0	281.657	1114.977	3545.62	125498.998		0.1685	
	2E – 4E	3.18	6.36	4.7043	3.18	0	281.657	1114.977	3545.62	125224.949		0.1689	
5	2B – 4B	3.06	6.61	4.7043	6.24	3.18	834.343	2298.795	7034.31	121953.372	17479.5	0.1433	0.882
	2C – 4C	3.06	6.61	4.7043	6.24	3.18	834.343	2298.795	7034.31	121953.372		0.1433	
	2D – 4D	3.06	6.61	4.7043	6.24	3.18	834.343	2298.795	7034.31	121953.372		0.1433	
	2E – 4E	3.06	6.61	4.7043	6.24	3.18	834.343	2298.795	7034.31	121679.323		0.1436	
4	2B – 4B	3.06	12.26	4.7043	9.3	6.24	1357.34	2935.436	8982.43	114919.05	14122.1	0.1228	0.7636
	2C – 4C	3.06	12.26	4.7043	9.3	6.24	1357.34	2935.436	8982.43	114919.05		0.1228	
	2D – 4D	3.06	12.26	4.7043	9.3	6.24	1357.34	2935.436	8982.43	114919.05		0.1228	
	2E – 4E	3.06	12.26	4.7043	9.3	6.24	1357.34	2935.436	8982.43	114645.01		0.1231	
3	2B – 4B	3.06	12.26	4.7043	12.36	9.3	1891.90	3945.261	12072.4	105936.624	10890.7	0.1028	0.6418
	2C – 4C	3.06	12.26	4.7043	12.36	9.3	1891.90	3945.261	12072.4	105936.624		0.1028	
	2D – 4D	3.06	12.26	4.7043	12.36	9.3	1891.90	3945.261	12072.4	105936.624		0.1028	
	2E – 4E	3.06	12.26	4.7043	12.36	9.3	1891.90	3945.261	12072.4	105662.575		0.1030	
2	2B – 4B	3.06	12.26	4.7043	15.42	12.36	2426.45	4955.086	15162.5	93864.1247	7869.87	0.0838	0.5210
	2C – 4C	3.06	12.26	4.7043	15.42	12.36	2426.45	4955.086	15162.5	93864.1247		0.0838	
	2D – 4D	3.06	12.26	4.7043	15.42	12.36	2426.45	4955.086	15162.5	93864.1247		0.0838	
	2E – 4E	3.06	12.26	4.7043	15.42	12.36	2426.45	4955.086	15162.5	93590.0762		0.0840	
1	2B – 4B	3.06	12.26	4.7043	18.48	15.42	2961.01	6009.457	18388.9	78701.5621	5144.58	0.0653 6821	0.4068
	2C – 4C	3.06	12.26	4.7043	18.48	15.42	2961.01	6009.457	18388.9	78701.5621		0.0653 6821	
	2D – 4D	3.06	12.26	4.7043	18.48	15.42	2961.01	6009.457	18388.9	78701.5621		0.0653	
	2E – 4E	3.06	12.26	4.7043	18.48	15.42	2961.01	6009.457	18388.9	78427.5136		0.0655	

RDC	2B – 4B	4.08	4.963	4.704	22.56	18.48	3584.658	9164.839	37392.541	60312.6246	2555.93	0.0423	0.2579
	2C – 4C	4.08	4.963	4.704	22.56	18.48	3584.658	9164.839	37392.541	60312.6246		0.0423	
	2D – 4D	4.08	4.963	4.704	22.56	18.48	3584.658	9164.839	37392.541	60312.6246		0.0423	
	2E – 4E	4.08	4.963	4.704	22.56	18.48	3584.658	9139.650	37289.773	60038.5761		0.0425	
SSOL	2B – 4B	3.40	5.955	4.704	22.56	18.48	3584.658	6741.201	22920.083	22920.0834	604.21	0.0263	0.1411
	2C – 4C	3.40	5.955	4.704	22.56	18.48	3584.658	6741.201	22920.083	22920.0834		0.0263	
	2D – 4D	3.40	5.955	4.704	22.56	18.48	3584.658	6741.201	22920.083	22920.0834		0.0263	
	2E – 4E	3.40	5.955	4.704	22.56	18.48	3534.281	6690.824	22748.803	22748.8031		0.0265	

**Résumé**

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-4 : Pourcentage pour chaque système de contreventement**

Sens	$I_{\text{moy voile}}$	$I_{\text{moy portique}}$	$I_{\text{total}}$	Voile %	Portique %
longitudinal	0.52	0.92	1.44	36.11	63.88
Transversal	0.52	0.579	1.10	47.27	52.63

➤ **Les recommandations de RPA :**

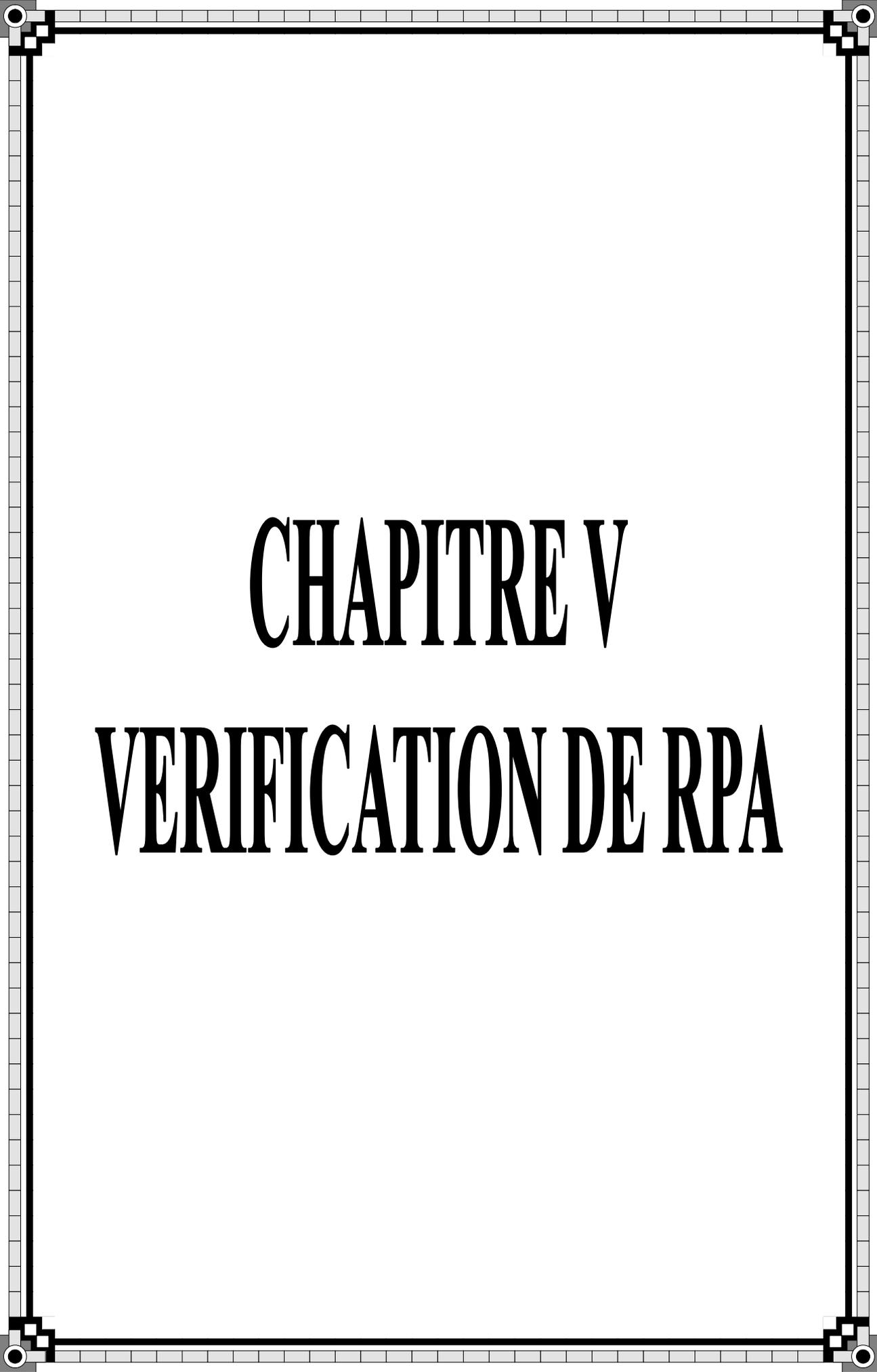
1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
2. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
3. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.  
-D'où le coefficient de comportement **R=5 (tableau 4.3.RPA99 révisé2003).**

**Conclusion**

En comparant les résultats, on voit dans les deux sens l'inertie des portiques est plus grandes que celles des voiles.

D'où le contreventement est assuré conjointement par les voiles et les portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement «**système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques**».



# CHAPITRE V

## VERIFICATION DE RPA

## **V.1.Modélisation :**

### **V.1.1 Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les résultats les plus approchés dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. .etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.7.0**

### **V.1.2. Description du logiciel ETABS:**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration... etc.
- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### **V.1.3 Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

1. Introduction de la géométrie du modèle;
2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003

#### **➤ CARACTERISTIQUES DU SPECTRE DE REPONSE :**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

## CHAPITRE V : MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

---

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 4.7
La zone	IIa	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteur de qualité Q	1.10	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

6. Définition de la charge sismique E ;
7. Chargement des éléments ;
8. Introduction des combinaisons d'actions ;

Combinaisons aux états limites:

ELU:  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

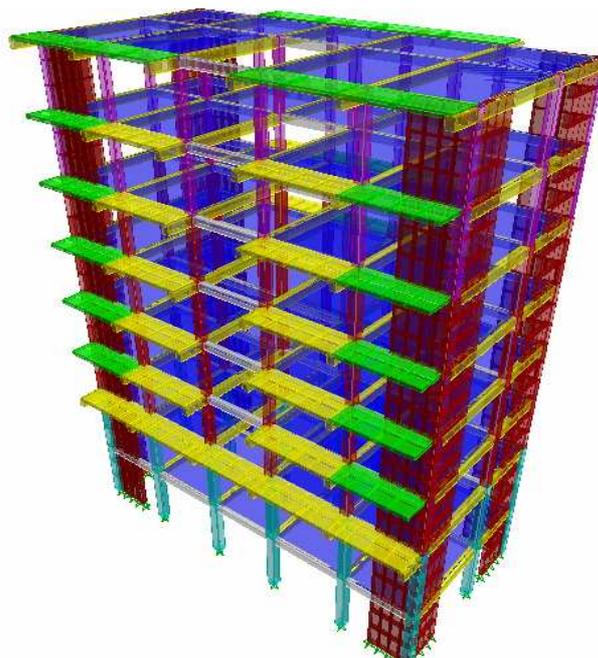
Combinaisons accidentelle du RPA

GQE:  $G+Q+E$

08GE:  $0.8G+E$

9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

### La structure étudiée



**Figure V-1: vue en trois dimensions de la structure**

## **V-2 VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA :**

### **V-2-1) Introduction :**

Le séisme peut être un mouvement d'une partie de la surface de la terre, il est provoqué par des processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte. Pour cela le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions d'une manière à assurer un degré de protection acceptable.

Dans ce chapitre il est question de la détermination des charges horizontales qui peuvent être engendrées par l'action sismique et leur répartition sur les différents niveaux du bâtiment Conformément au règlement parasismique algérien (RPA/version 2003).

### **V-2 -2) Choix de la méthode de calcul :**

Le règlement parasismique algérien «RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **V-2-3) Méthode statique équivalente :**

#### **➤ Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **➤ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur les conditions complémentaires

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique sont satisfaites car le bâtiment est régulier en plan et en élévation et ( $h=25.96m < 65m$ ).

#### **➤ La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

**CHAPITRE V :      MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES  
EXIGENCES DU RPA**

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

Avec :

**h<sub>N</sub>** : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau(N).    **h<sub>N</sub>= 25,96m.**

**C<sub>T</sub>**: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donné par le **tableau 4.6.Art 4.2.4 RPA 99/ version 2003:    C<sub>T</sub>= 0,05**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	<b>0.737043</b>	72.457	0	0	72.457	0	0
2	0.722416	0	73.0135	0	72.457	73.0135	0
3	0.495005	0.0137	0	0	72.4706	73.0135	0
4	0.190574	15.9329	0	0	88.4035	73.0135	0
5	0.19023	0	15.2877	0	88.4035	88.3012	0
6	0.123548	0.0001	0	0	88.4036	88.3012	0
7	0.083472	0	5.3666	0	88.4036	93.6678	0
8	0.082922	5.3011	0	0	93.7047	93.6678	0
9	0.053176	0.0004	0	0	93.7051	93.6678	0
10	0.048518	0	3.1094	0	93.7051	96.7771	0
11	0.048328	3.0916	0	0	96.7967	96.7771	0

**Tableau V-2-1 : Période et participation massique**

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

**T analytique = 0.73 sec**

**T<sub>empirique</sub> = 0.05 x (25.96)<sup>3/4</sup> = 0.58 sec**

La valeur de **T** doit être majorée de **1.3T<sub>empirique</sub> =0.75sec**

**T<sub>analytique</sub>=0.73sec < 1.3 T<sub>empirique</sub>=0.75sec .....Condition vérifiée.**

➤ **Pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003)

**CHAPITRE V :        MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES  
EXIGENCES DU RPA**

---

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.737043	72.457	0	0	72.457	0	0
2	0.722416	0	73.0135	0	72.457	73.0135	0
3	0.495005	0.0137	0	0	72.4706	73.0135	0
4	0.190574	15.9329	0	0	88.4035	73.0135	0
5	0.19023	0	15.2877	0	88.4035	88.3012	0
6	0.123548	0.0001	0	0	88.4036	88.3012	0
7	0.083472	0	5.3666	0	88.4036	93.6678	0
8	0.082922	5.3011	0	0	93.7047	93.6678	0
9	0.053176	0.0004	0	0	93.7051	93.6678	0
10	0.048518	0	3.1094	0	93.7051	96.7771	0
11	0.048328	3.0916	0	0	96.7967	96.7771	0

**Tableau V-2-2 : participation massique**

Dans notre cas, on prend les 08 premiers modes de vibration :

- **Mode 08 X.....Sum UX = 93.704 ≥ 90%.**
  
- **Mode 07 Y.....Sum UY= 93.667 ≥ 90%.**

➤ **Déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k" par rapport au niveau " k-1"est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_k$$

**Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

**CHAPITRE V : MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA**

---

**Sens longitudinal : sens x-x**

Niveau	R	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
Comble	5	1.21	6.05	0.8	3.18	vérifiée
5	5	1.05	5.25	0.8	3.06	vérifiée
4	5	0.89	4.45	0.85	3.06	vérifiée
3	5	0.72	3.6	0.85	3.06	vérifiée
2	5	0.55	2.75	0.85	3.06	vérifiée
1	5	0.38	1.9	0.75	3.06	vérifiée
RDC	5	0.23	1.15	0.85	4.08	vérifiée
S-SOL	5	0.06	0.3	0.3	3.40	vérifiée

**Tableau V-2-3: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal**

**Sens transversal : sens y-y**

Niveau	R	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k (cm)$	$\Delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	Condition
Comble	5	1.17	5.85	0.75	3.18	vérifiée
5	5	1.02	5.1	0.75	3.06	vérifiée
4	5	0.87	4.35	0.8	3.06	vérifiée
3	5	0.71	3.55	0.8	3.06	vérifiée
2	5	0.55	2.75	0.85	3.06	vérifiée
1	5	0.38	1.9	0.75	3.06	vérifiée
RDC	5	0.23	1.15	0.85	4.08	vérifiée
S-SOL	5	0.06	0.3	0.3	3.40	vérifiée

**Tableau V-2-4: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal**

**Conclusion :**

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Déplacement maximal :**

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

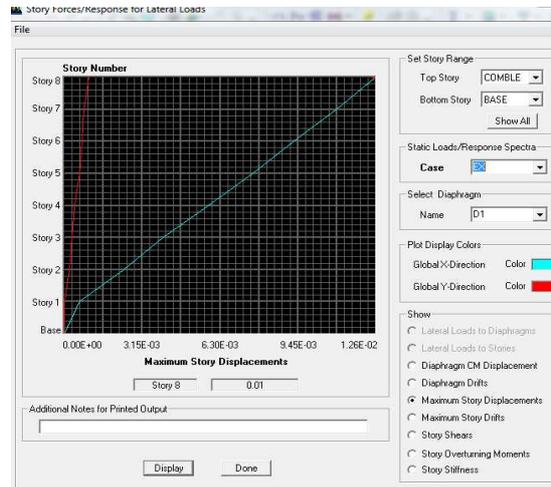
$$\delta_{max} \leq f = H_v/500$$

f : la flèche admissible.

# CHAPITRE V : MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

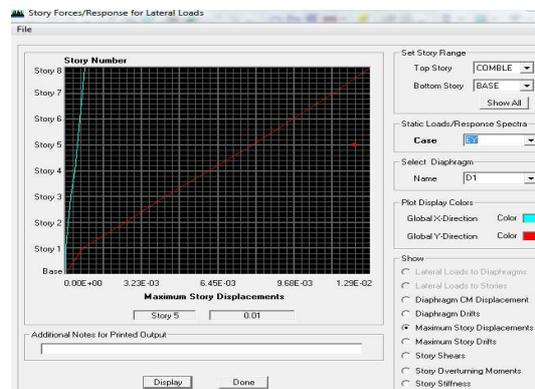
## Suivant Ex :



**Figure V-2- Déplacement maximal dans le sens x-x**

$\delta_{\max} = 0.01\text{m}$   
 $0,01\text{m} < f = ht/500 = 25.96/500 = 0.05\text{m}$  Condition vérifiée.

## Suivant Ey :



**Figure V-2- Déplacement maximal dans le sens y-y**

$\delta_{\max} = 0.01\text{m}$   
 $0,01\text{m} < f = ht/500 = 25.96/500 = 0.05\text{m}$ .....**Condition vérifiée.**

➤ **justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:** (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2<sup>eme</sup> ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux :

**CHAPITRE V : MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Sinon si :

- **0,10 <  $\theta_k$  < 0,20** : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .
- **$\theta_k > 0,20$**  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**$P_k$**  : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K.

**$\Delta_k$**  : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

		Sensx			Seny			Condition
NIVEAU	<b><math>P_k</math> (KN)</b>	$\Delta_k$	<b><math>V_k \cdot h_k</math></b>	$\theta_k$	$\Delta_k$	<b><math>V_k \cdot h_k</math></b>	$\theta_k$	
COMBLE	1447.47	0.16	458.01	0.005	0.15	458.72	0.005	Vérifiée
ET5	3274.18	0.16	849.98	0.006	0.15	855.20	0.006	Vérifiée
ET4	5181.49	0.17	1192.64	0.007	0.16	1205.8	0.007	Vérifiée
ET3	7088.79	0.17	1477.34	0.008	0.16	1495.88	0.007	Vérifiée
ET2	8996.09	0.17	1706.90	0.009	0.17	1743.99	0.008	Vérifiée
ET1	10903.39	0.17	1883.34	0.009	0.15	1915.0	0.008	Vérifiée
RDC	13060.51	0.15	2704.43	0.007	0.15	2747.96	0.007	Vérifiée
S-S	15080.56	0.17	2356.06	0.010	0.17	2391.66	0.01	Vérifiée

**Tableau V-2-5: justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$**

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :( RPA Version 2003 ART 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements moments.....) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$ .

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A = 0.15.**
- **R = 5** (structure mixte avec interaction).
- **W = 15080.56 KN** (poids total de la structure).
- **D = 1.45** (facteur d'amplification dynamique).

• **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

Critère	Observé		Non observé	
	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
<b>Régularité en plan</b>	0	0	/	/
<b>Régularité en élévation</b>	0	0	/	/
<b>Conditions minimales sur les fils de contreventement</b>	0	/	/	0.05
<b>Redondance en plan</b>	0	/	/	0.05
<b>Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:</b>	0	0	/	/

On aura donc dans les deux sens :

$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00) = 1.10 \implies \mathbf{Q_y = 1.10}$

$Q_x = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00) = 1.00 \implies \mathbf{Q_x = 1.00}$

• **Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :**

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (**η**).
- De la période fondamentale de la structure **T**.

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & \dots\dots\dots 0 < T < T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

**T** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7. RPA99/ version 2003)

$T_2 = 0.50 < T = 0.75 \text{ s} < 3s$

Donc  $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

**CHAPITRE V : MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA**

• **Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ):**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) de (RPA 99/ version 2003) comme suit :

$$\eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0.7$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tab 4-2 RPA 99/ version 2003**).

Le système de contreventement est mixte  $\Rightarrow \xi = 10\%$ .

D'où  $\eta = 0.76 \geq 0,7$ .....condition vérifiée

$$D = 2.5 \times 0.76 \left( \frac{0.5}{0.75} \right)^{2/3} = 1.45$$

**D=1.45**

D' où :  $V_x = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1}{5} 15080.56 = 656.00 \text{ KN}$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.10}{5} 15080.56 = 721.60 \text{ KN}$$

$V_x \text{ dyn} = 692.69 > 80\% V_x = 524.8 \text{ KN}$ .....Condition vérifiée.

$V_y \text{ dyn} = 703.43 > 80\% V_y = 577.28 \text{ KN}$ . .....Condition vérifiée.

• **Vérification de l'excentricité :**

D' après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

❖ **Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x = 0.05 \times 18.6 = 0.93$$

Story	Diaphragme	CM	CR	$C_M - C_R$	5% LX	condition
S-S	DA1	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
RDC	DA2	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
ET1	DA3	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
ET2	DA4	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
ET3	DA5	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
ET4	DA6	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
ET5	DA7	9.3	9.3	0	0.93	Vérifiée
COMBLE	DA8	9.3	9.3	0	0.93	vérifiée

**Tableau V-2-6- Excentricité suivant x-x.**

**CHAPITRE V : MODELISATION AVEC ETABS ET VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA**

---

❖ **Suivant Y-Y :**

On doit vérifier que :

$$|CM - CR| \leq 5\%L_y$$

Story	Diaphragme	CM <sub>y</sub>	CR <sub>y</sub>	CM <sub>y</sub> -CR <sub>y</sub>	5%L <sub>y</sub>	Condition
S-S	DA1	5.512	5.565	-0.053	0.56	Vérifiée
RDC	DA2	5.816	5.505	0.311	0.56	Vérifiée
ET1	DA3	5.509	5.479	0.03	0.56	Vérifiée
ET2	DA4	5.509	5.455	0.054	0.56	Vérifiée
ET3	DA5	5.509	5.437	0.072	0.56	Vérifiée
ET4	DA6	5.511	5.423	0.088	0.56	Vérifiée
ET5	DA7	5.497	5.412	0.085	0.56	Vérifiée
COMBLE	DA8	5.611	5.404	0.207	0.56	Vérifiée

**Tableau V-2-7- Excentricité suivant y-y**

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**  
(Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Du logiciel ETABS on a  $Nd = 1268.22KN$

Bc : l'aire (section brute ) de la section de béton .

f<sub>c28</sub> = la résistance caractéristique du béton.

**Pour les poteaux de (40x 40) :**

$$V = \frac{1268.22}{0.4 \times 0.4 \times 25000} = 0.30 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

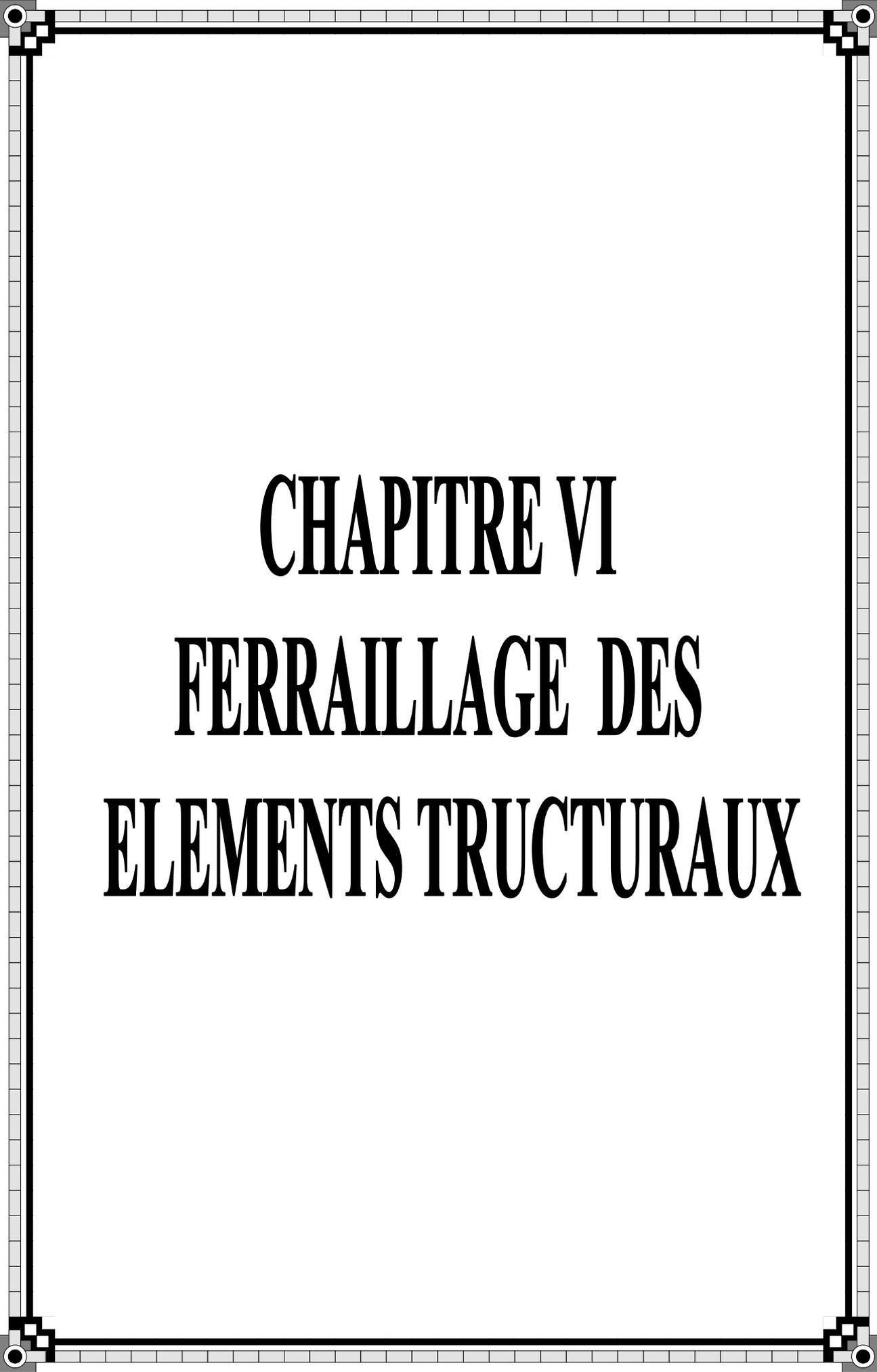
**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.





**CHAPITRE VI**  
**FERRAILLAGE DES**  
**ELEMENTS TRUCTURAU**

### VI-1-FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$  à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_c(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

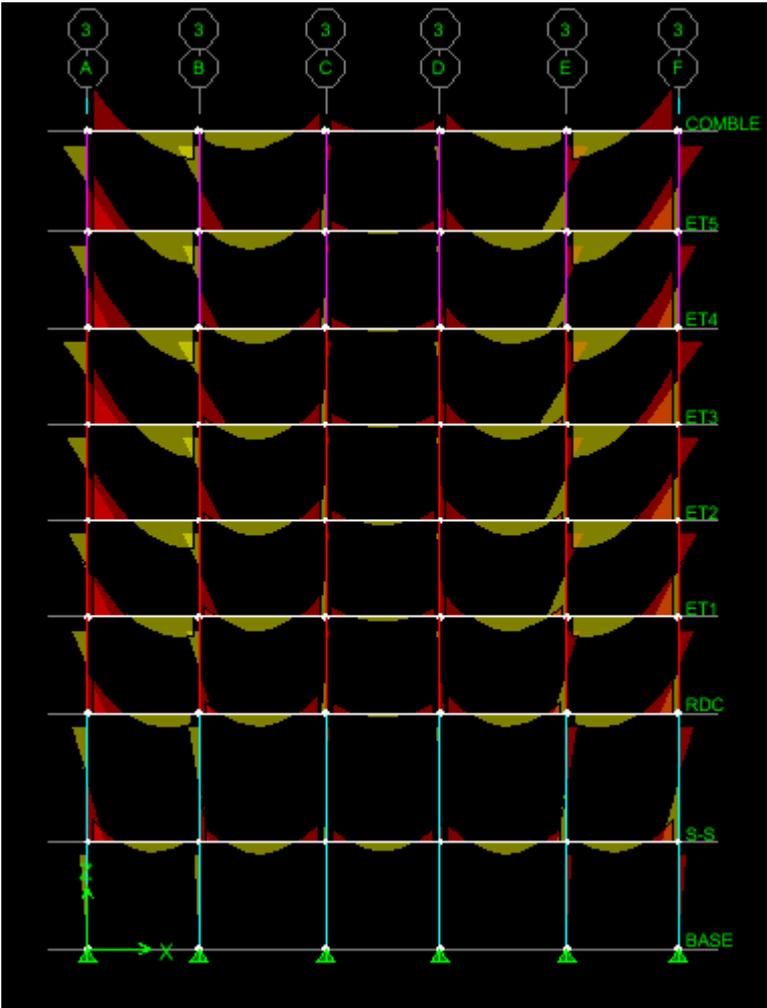
**Tableau VI-1-1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

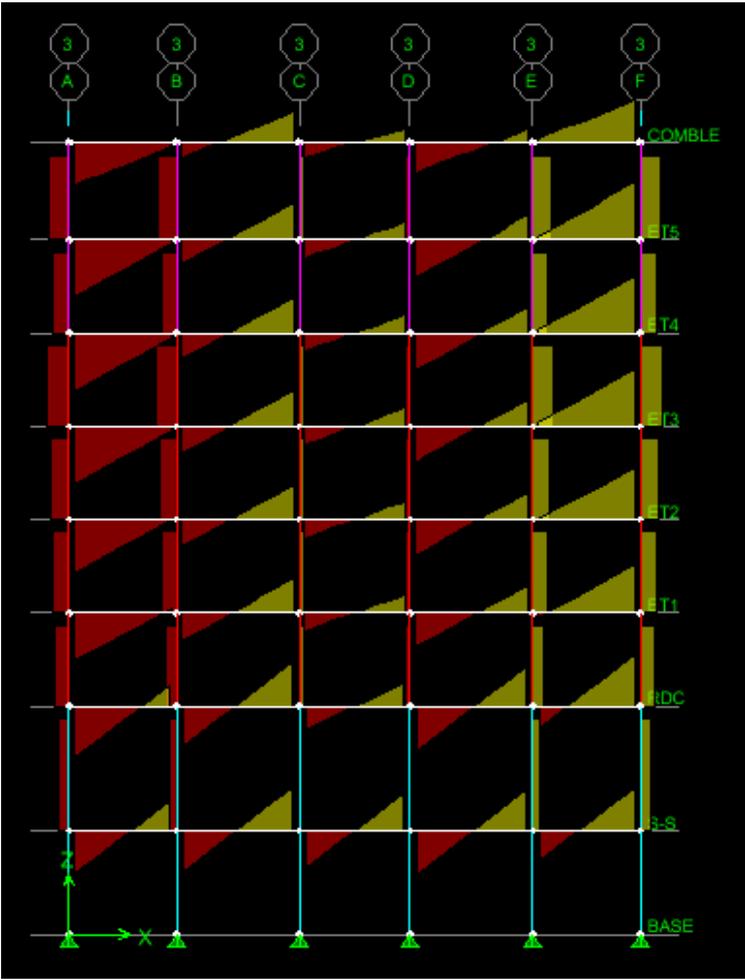
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

- **Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera en utilisant le logiciel ETABS. Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :



**Fig. VI.1.1 : Diagramme des moments du portique 2 (sens longitudinal).**



**Fig. VI.1.2 : Diagramme des efforts tranchants du portique 2 (sens longitudinal).**

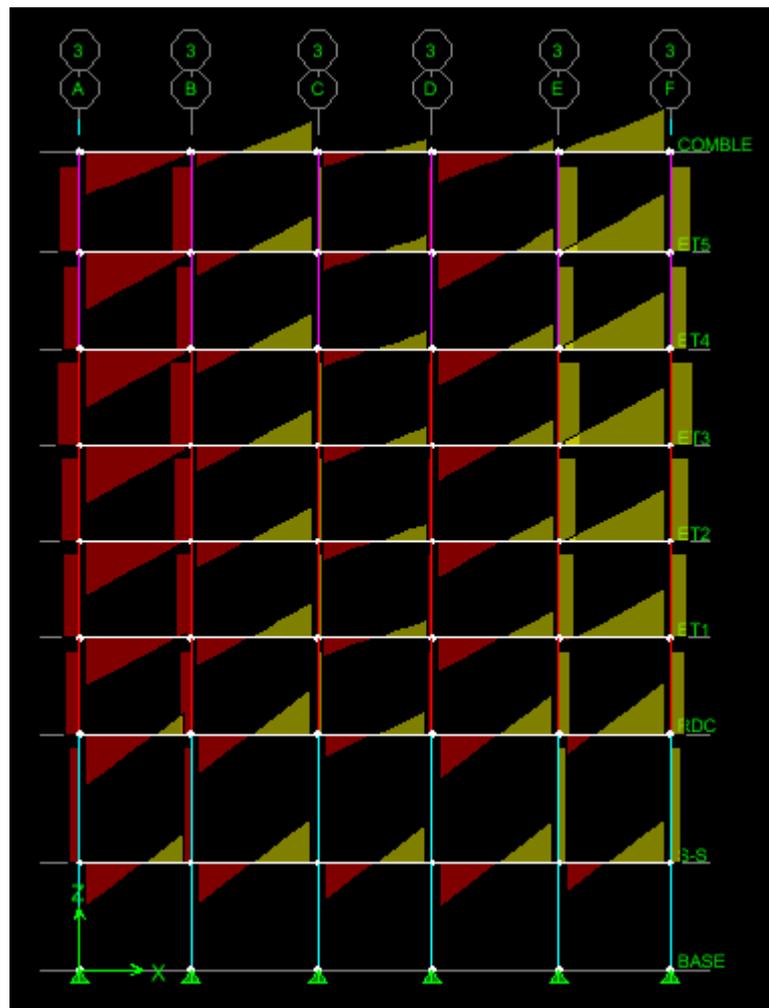


Fig. VI.1.3 : Diagramme des efforts normaux du portique 2 (sens longitudinal).

### VI-1-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

#### -Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) :  $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone II)

Poteaux (40×40) :  $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) :  $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30) :  $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Poteaux (40×40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35):  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux (30×30):  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$  en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

### VI.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

#### ➤ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

#### ➤ Etapas de calcul en flexion composée à l'ELU :

##### Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

##### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

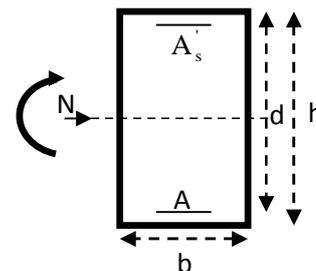
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Avec :  $N_u$  : effort de compression.

$$M_f : \text{moment fictif} \quad M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

- Armatures fictives:  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

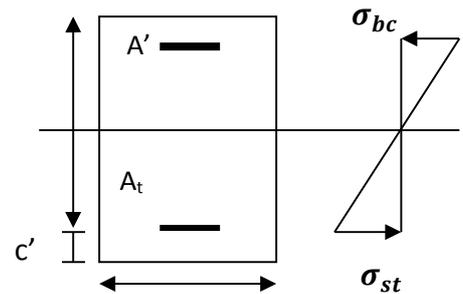
$$\text{On calcul :} \quad M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$



La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

### **b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

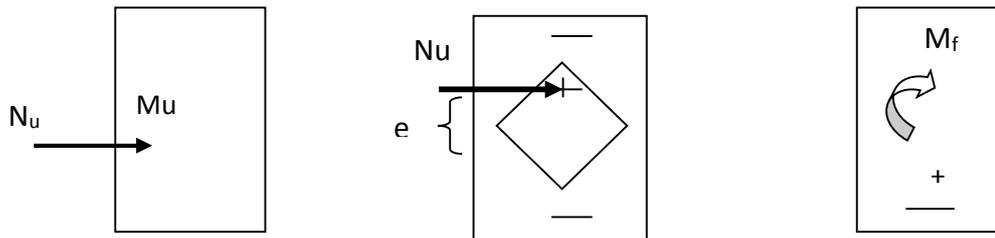
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_r > (0.337h - 0.81c) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



➤ **1er cas :**

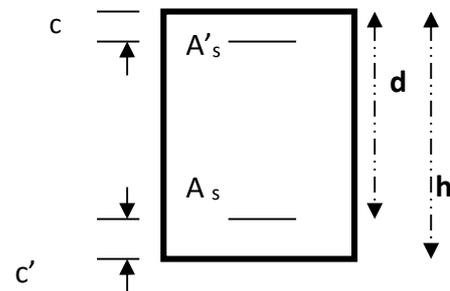
Si  $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

**La section d'armature :**

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$



➤ **2eme cas :**

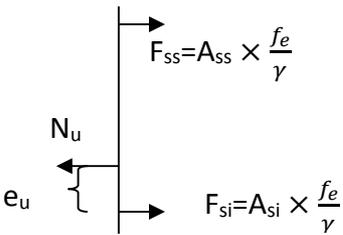
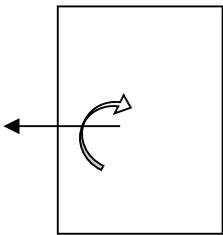
Si  $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est Simplement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**c- Section entièrement tendue :**

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left( \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si} \right) \end{array} \right.$$


Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul à l'ELU :

**Poteaux du sous-sol et le RDC :**

$$\begin{array}{ll} b = 40 \text{ cm} & h = 40 \text{ cm} \\ d = 38 \text{ cm} & c = c' = 2 \text{ cm} \end{array}$$

**Poteaux du 1<sup>ère</sup> au 4<sup>ème</sup> étage :**

$$\begin{array}{ll} b = 35 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} \\ d = 33 \text{ cm} & c = c' = 2 \text{ cm} \end{array}$$

**Poteaux du 5<sup>ème</sup> au dernier étage :**

$$\begin{array}{ll} b = 30 \text{ cm} & h = 30 \text{ cm} \\ d = 28 \text{ cm} & c = c' = 2 \text{ cm} \end{array}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

**Tableau VI-1-2 : ferrailage des poteaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).**

SENS	section	Sollicitation	N	M	E	Obs	$\mu$	Obs2	A <sub>1</sub>	A'	As	As'	A <sub>min</sub>	Choix armatures	A(adoptée)
			(Kn)	(Kn.m)	(m)				(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )				
<b>X-X</b>	40x40	ELU	162.42	2.869	0.0177	SPC	0.0391	SSA	2.477	/	(0)	/	12.8	4HA16+4HA14	14.2
		ELU	1687.52	0	0.0000	SEC	/	SSA'	/	/	(0)	0	12.8		
		ELU	805.77	68.028	0.0844	SPC	0.2598	SSA	19.032	/	(0)	/	12.8		
	35x35	GEY	0.13	2.409	18.5308	SPC	0.0029	SSA	0.184	/	0.18	/	9.8	4HA14+4HA12	10.68
		ELU	1034.04	23.913	0.0231	SEC	/	SSA'	/	/	(0)	0	9.8		
		GEY	29.07	46.327	1.5936	SPC	0.0613	SSA	3.977	/	3.25	/	9.8		
	30x30	GEY	4.38	0.377	0.0861	SPC	0.0019	SSA	0.085	/	(0)	/	7.2	8HA12	9.04
		ELU	293.37	1.558	0.0053	SEC	/	SSA'	/	/	(0)	0	7.2		
		ELU	82.53	27.028	0.3275	SPC	0.1131	SSA	4.123	/	1.75	/	7.2		
<b>Y-Y</b>	40x40	ELU	162.42	2.04	0.0126	SPC	0.0381	SSA	2.412	/	(0)	/	12.8	4HA16+4HA14	14.2
		ELU	1687.52	0	0.0000	SEC	/	SSA'	/	/	(0)	0	12.8		
		GQEX	316.09	41.754	0.1321	SPC	0.0786	SSA	6.767	/	(0)	/	12.8		
	35x35	GEY	0.13	1.548	11.9077	SPC	0.0019	SSA	0.119	/	0.12	/	9.8	4HA14+4HA12	10.68
		ELU	1034.03	8.544	0.0083	SEC	/	SSA'	/	/	(0)	0	9.8		
		GEY	129.8	54.33	0.4186	SPC	0.0898	SSA	5.919	/	2.67	/	9.8		
	30x30	GEY	4.38	0.501	0.1144	SPC	0.0021	SSA	0.096	/	(0)	/	7.2	4HA12+4HA12	9.04
		ELU	293.37	3.915	0.0133	SEC	/	SSA'	/	/	(0)	0	7.2		
		GQEX	48.69	37.875	0.7779	SPC	0.0865	SSA	4.134	/	2.92	/	7.2		

### VI.1.3. Vérifications à l'ELU :

#### ➤ Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

#### ➤ Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en □8.  
Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

#### ➤ Espacement des armatures transversales :

##### ❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

**a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

##### ❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

###### ➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{15; 10\phi_l^{min}\} = \min\{15; 10 \times 1.2\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

###### ➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l^{min} \text{ cm} \quad S_t \leq 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

### ➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0.7 l_0$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

### ❖ Poteaux (40 x 40) :

#### ✓ Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.2}{0.4} = 5.6 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

#### ✓ RDC

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.88}{0.4} = 6.79 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

### ❖ Poteaux (35 x 35) :

#### ✓ Etage 1, 2, 3 et 4

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.86}{0.35} = 5.72 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.56 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

### ❖ Poteaux (30 x 30) :

#### ✓ Etage 5 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.86}{0.30} = 6.67 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

✓ Dernier étage :

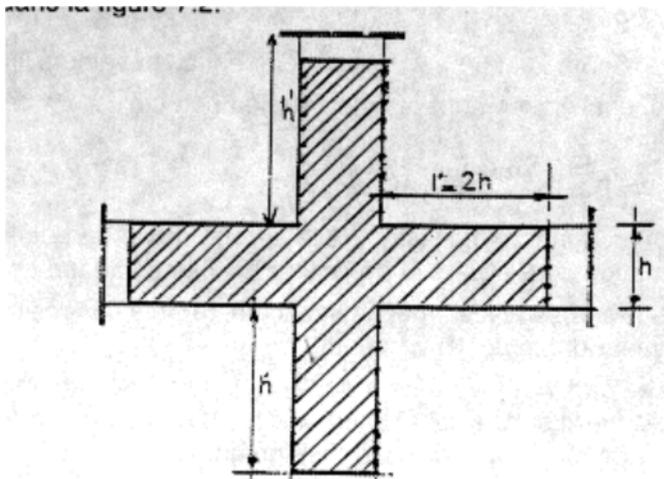
$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 2.98}{0.30} = 6.95 > 5 \qquad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$



$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ Poteaux (40 x 40) :

✓ Sous sol : h= 3.40 m :

$$h' = \text{max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max}\left(\frac{340-35}{6}; 40; 40; 60\right)$$

$$h' = \text{max}(50.83 ; 40; 50; 60) = 50.83 \text{ cm}$$

✓ RDC : h= 4.08 m

$$h' = \text{max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max}\left(\frac{408-35}{6}; 40 ; 40; 60\right)$$

$$h' = \text{max}(62.17 ; 50; 50; 60) = 62.17 \text{ cm}$$

❖ Poteaux (35 x 35) :

✓ Etage 1, 2, 3 et 4 :

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max}\left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\right)$$

$$h' = \text{Max}(45.16 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ **Poteaux (30x 30) :**

✓ **Etage 5 : h=3.06 m**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 30; 30; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (45.16 ; 30; 30; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

✓ **Dernier étage: h=3.18 m**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = \text{Max} \left( \frac{318-35}{6}; 30; 30; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (47.17 ; 30; 30 ; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

✓ Pour la **zone II** :  $L_r = 40\Phi$

❖  $\Phi 16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

❖  $\Phi 14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

❖  $\Phi 12 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
40x40	3.18	40	38	30.82	5.6	0.075	0.203	1.875	CV
	4.08	40	38	30.82	6.79	0.075	0.203	1.875	CV
35x35	3.06	35	33	24.5	5.72	0.075	0.212	1.875	CV
30x30	3.06	30	28	19.78	6.67	0.075	0.235	1.875	CV
	3.18	30	28	19.78	6.95	0.075	0.235	1.875	CV

**Tableau VI-1-3 : Vérification des contraintes tangentielles.**

### VI.1.4. Vérifications à l'ELS :

#### A. Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les

aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

#### ❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'air de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

#### Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

#### ❖ Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + Lc$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \\ L_c : \text{la distance entre le centre de pression } C_p \text{ et la fibre la plus comprimée.} \end{array} \right.$$

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c) \end{array} \right.$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \quad \cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_c < h = \frac{b}{s} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} \quad Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes obtenues sont :

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.

**Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:**

### Sens x-x :

Pot 4		N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\sigma_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OB S
POT 40x40	$N_{max} - M_{cor}$	-1215.84	0	6.89	6.89	15	103.4	103.4	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-175.05	0.146	1	0.98	15	15	14.7	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	-583.46	48.026	6.92	0	15	98.4	0.63	400	CV
POT 35x35	$N_{max} - M_{cor}$	-752.78	17.017	7.49	3.65	15	109	58.1	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-53.79	0.018	0.4	0.4	15	6	5.94	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	-439.23	24.574	6.02	0.48	15	85.5	12	400	CV
POT 30x30	$N_{max} - M_{cor}$	-212.06	1.277	2.34	1.89	15	34.7	28.8	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-1.67	0.016	0.02	0.01	15	0.29	0.21	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	-59.32	19.66	5.68	0	15	68.5	149.3	400	CV

**Tableau VI-1-4: vérifications à l'ELS (sens x-x)**

### Sens y-y :

Pot 4		N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\sigma_{ai}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
POT 40x40	$N_{max} - M_{cor}$	-1215.84	0	6.89	6.89	15	103.4	103.4	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-175.05	-0.473	1.04	0.96	15	15.4	14.4	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	-568.74	12.176	4.14	2.31	15	60.7	36	400	CV
POT 35x35	$N_{max} - M_{cor}$	-752.78	-6.156	6.26	4.88	15	92.8	74.4	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-53.79	-0.102	0.41	0.40	15	6.12	5.82	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	-191.48	26.065	4.91	0	15	66.7	41.9	400	CV
POT 30x30	$N_{max} - M_{cor}$	-212.06	2.742	2.6	1.63	15	38.1	25.4	400	CV
	$N_{min} - M_{cor}$	-1.67	0.019	0.02	0.01	15	0.29	0.21	400	CV
	$N_{cor} - M_{max}$	-59.32	21.207	6.11	0	15	73.2	166.7	400	CV

**Tableau VI-1-5 : vérifications à l'ELS (sens y-y)**

**Conclusion :** Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

### B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

#### Sens x-x :

Zone		N (KN)	M(KN.m)	$e_s$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	OBS
40x40	$N_{max} - M_{cor}$	-1215.84	0	0	4.514	14.20	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-175.05	0.146	-0.0008	4.483		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	-583.46	48.026	-0.0823	3.069		C V
35x35	$N_{max} - M_{cor}$	-752.78	-17.017	0.0226	4.627	10.68	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-53.79	0.018	-0.0003	3.419		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	-439.23	24.574	-0.0559	2.457		C V
30x30	$N_{max} - M_{cor}$	-212.06	-1.277	0.0060	2.689	8.42	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-1.67	0.016	-0.0096	2.264		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	-59.32	19.66	-0.3314	1.214		C V

**Tableau VI-1-6 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)**

#### Sens y-y :

Niveau		N (KN)	M(KN.m)	$e_s$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	OBS
POT 40x40	$N_{max} - M_{cor}$	-1215.84	0	0	4.514	14.20	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-175.05	-0.473	0.00270	4.621		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	-568.74	12.176	-0.02140	3.889		C V
POT 35x35	$N_{max} - M_{cor}$	-752.78	-6.156	0.00817	3.745	10.68	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-53.79	-0.102	0.00189	3.495		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	-191.48	26.065	-0.13612	2.025		C V
POT 30x30	$N_{max} - M_{cor}$	-212.06	2.742	-0.0129	2.199	8.42	C V
	$N_{min} - M_{cor}$	-1.67	0.019	-0.01137	2.228		C V
	$N_{cor} - M_{max}$	-59.32	21.207	-0.3575	1.202		C V

**Tableau VI-1-7 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)**

### VI-2 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $0.8G \pm E$

#### VI-2-1- Recommandation du RPA99 version 2003 :

##### ➤ Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : **0.5 % en toute section.**
  - ✓ **Poutres principales :**  $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
  - ✓ **Poutres secondaires :**  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 25 = 4.375 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est :
  - **En zone courante : 4 %**
    - ✓ **Poutres principales :**  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$
    - ✓ **Poutre secondaire :**  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$
  - **En zone de recouvrement : 6 %**
    - ✓ **Poutre principale :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$
    - ✓ **Poutre secondaire :**  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{ cm}^2$
- La longueur de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Les cadres de nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterner.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

##### ➤ Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  
 $A_t = 0.003 \cdot S \cdot b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires  $S = \min(h/4, 12\phi_l)$
  - En dehors de la zone nodale :  $S \leq h/2$

La valeur de diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm de nu de l'appui ou l'encastrement.

### VI-2-2 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\text{Soit } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée

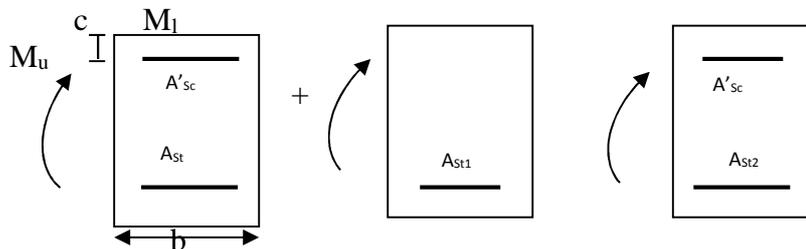
Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.



**Fig VI-2 -1 : ferrailage de la poutre doublement armée**

$A_{st}$  : La section d'acier inférieure tendue,

$A'_{sc}$  : La section d'acier supérieure comprimée.

$$M_u = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$A_{st1} = \left( \frac{M_l}{\beta d f_e / \gamma_s} \right)$$

$$A'_{sc} = A_{st2} \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Le calcul des sections, et le choix des armatures est résumé dans les tableaux suivants :

		SECTION	Comb	v	M	$(0.5h)-c$	$\mu$	A	obs2	$\beta$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Ac	$A_{min}(0.005*b*h)$	Choix armatures	Aadp
<b>POUTRE principale</b>	<b>EN TRAVEE</b>	40X30	ELU	183.04	82.259	0.18	0.1337	0.1801	SSA	0.928	5.83	0	6	3HA16	6.03
		40X30	GEY	176.2	75.723	0.18	0.0804	0.1049	SSA	0.958	5.20	0	6	3HA16	6.03
		40X30	ELU	108.78	58.829	0.18	0.0956	0.1259	SSA	0.950	4.08	0	6	3HA16	6.03
	<b>AUX APPUIS</b>	40×30	ELU	206.72	105.37	0.18	0.1713	0.2365	SSA	0.905	7.66	0	6	3HA16+3HA14	10.65
		40×30	GQEY	195.46	95.691	0.18	0.1016	0.1342	SSA	0.946	6.65	0	6	3HA16+3HA14	10.65
		40×30	GQEY	154.94	89.305		0.0948	0.1248	SSA	0.950	6.18	0	6	3HA16+3HA14	10.65

**Tableau VI-2-1: Ferrailage des poutres principales en travée et aux appuis du portique longitudinale**

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

### Poutre secondaire :

		SECTION	Comb	v	M	$(0.5h)-c$	$\mu$	$\alpha$	obs2	$\beta$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Ac	$A_{min}(0.005*b*h)$	Choix armatures	Aadp
POUTRE secondaires	EN TRAVÉE	35X25	GQEX	74.33	42.215	0.155	0.0599	0.077	SSA	0.969	3.30	0	4.375	3HA14	4.62
		35×25	GQEX	148.95	46.751	0.155	0.0664	0.085	SSA	0.966	3.67	0	4.375	3HA14	4.62
		35×25	ELU	142.75	37.008	0.155	0.0684	0.088	SSA	0.965	2.91	0	4.375	3HA14	4.62
	AUX APPUIS	35×25	GQEX	-134.61	73.076	0.155	0.1037	0.137	SSA	0.945	5.86	0	4.375	3HA14+3HA12	8.01
		35×25	GQEX	-30.76	83.661	0.155	0.1188	0.158	SSA	0.937	6.77	0	4.375	3HA14+3HA12	8.01
		35×25	GQEX	0.21	74.877	0.155	0.1063	0.140	SSA	0.944	6.01	0	4.375	3HA14+3HA12	8.01

**Tableau VI-2-2 : Ferrailage des poutres secondaires en travée et aux appuis du portique longitudinale**

## VI-2-3 Vérifications des sections minimales pour les poutres principales et secondaires :

### a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

#### ✓ Poutres principales (40 x 30) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

#### ✓ Poutres secondaires (35 x 25) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

### b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant :( Art A.5.1 / BAEL 91)

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette Justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

#### Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{148,91}{0,30 \times 0,38} \times 10^{-3} = 1,310 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,31 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{75,46}{0,25 \times 0,33} \times 10^{-3} = 0,92 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

---

$$\tau_u = 0.92 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### c) Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_s = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$\Psi = 1,5$  Pour les aciers HA

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$U_i$  : périmètre utile des barres.

**Poutres principales** : 3HA16  $\rightarrow U_i = 15.07\text{cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{148.91}{0.9 \times 38 \times 15.07} \times 10 = 2.80 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 2.80 < \tau_{su} = 2.835 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Poutres secondaires** : 3HA14  $\rightarrow U_i = 13.19\text{cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{75.46}{0.9 \times 33 \times 13.19} \times 10 = 1.92 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.92 < \tau_{su} = 2.835 \dots\dots\dots \text{CV}$$

### d) Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit  $l_s$  comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

Pour les HA12 :  $l_s = 45.00 \text{ cm}$ .

Pour les HA14 :  $l_s = 50.00 \text{ cm}$ .

Pour les HA16 :  $l_s = 60.00 \text{ cm}$ .

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Pour les HA12 :  $l_s = 18.00$  cm.

Pour les HA14 :  $l_s = 20.00$  cm.

Pour les HA16 :  $l_s = 25.00$  cm.

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99] :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

**Poutre principale :**

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot 0.9 \cdot 380 \cdot 300 \cdot \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 684 \text{ KN}$$

$$T_u = 148.91 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 684 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutre secondaire :**

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot 0.9 \cdot 330 \cdot 250 \cdot \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u = 75.46 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 495 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales:**

Lorsque au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} > 0$  , On doit prolonger au-delà de l'appareille de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à

$$\left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} > 0 \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$\text{Poutre principale : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 148.91 - \frac{105.4}{0.9 \cdot 0.38} = -159.27 < 0$$

$$\text{Poutre secondaire : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 75.46 - \frac{83.66}{0.9 \cdot 0.33} = -206.22 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**Calcul des armatures transversales :**

a) **Diamètre des aciers transversaux :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_L ; b/10 )$$

**Poutres principales:**  $\phi_t \leq \min(11,43 , 12 , 35) = 11,43 \text{ mm}$

**Poutres secondaires :**  $\phi_t \leq \min(10, 12, 30) = 10 \text{ mm}$

On prend  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc  **$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$**

### b) Espacement maximal:

Vérification des exigences du RPA :

**Zone nodale:**  $S_t \leq \min (h/4, 12\phi_L)$

-Poutres principales de (40X 30) :  $S_t \leq 10\text{cm}$

-Poutres secondaires de (35 X 25) :  $S_t \leq 8,75\text{cm}$

**Soit  $S_t = 8 \text{ cm}$**

**Zone courante :**  $S_t \leq h/2$

-Poutres principales de (35 X 40) :  $S_t \leq 20 \text{ cm}$

-Poutres secondaires de (30 X 35) :  $S_t \leq 17,5\text{cm}$

**Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$**

**Remarque :** les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### c) Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

Avec : h : hauteur de la poutre ;

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau ;

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :  **$h' = 60\text{cm}$**

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{Poutres principales de (40 X 30)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} \rightarrow \text{Poutres secondaires de (35 X 25)}$$

### d) La section d'armatures transversales minimales :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

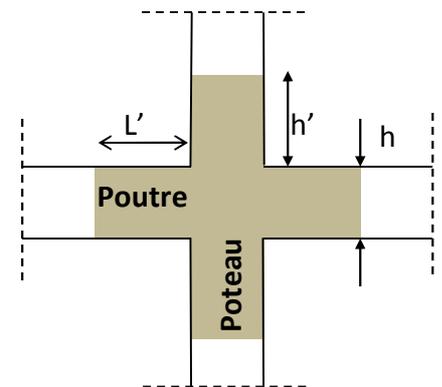


Fig VI-2-2: Zone nodales

### e) Dispositions constructives :

Les chapeaux sur appuis doivent débordés du nu de l'appui d'au moins :

$\frac{L}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

$\frac{L}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

Les barres inférieures du second lit arrêtées à une distance des nus des appuis  $\leq \frac{L}{10}$  .

## VI-2-4 Vérification à l'ELS :

### VI-2-4-1 ELS vis -à- vis de la durabilité de la structure :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On calcule ;  $\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$ , puis on déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $k_1$ .

Les contraintes valent alors :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  et  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ .

A : armatures adoptées à l'ELU

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**A) Poutres principales :**

		SECTION	M <sub>smax</sub>	A adopté	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub> bar[Mpa]	observation
		<b>POUTRE PRINCIPALE</b>	<b>EN TRAVÉE</b>	40×30	58.124	6.03	0.529	0.865	22.040	293.250	13.305
40×30	38.95			6.03	0.529	0.889	29.273	191.247	6.533	15	vérifiée
40×30	42.67			6.03	0.529	0.891	30.732	209.016	6.801	15	vérifiée
<b>AUX APPUIS</b>	40×30		74.76	10.65	0.934	0.864	21.707	213.810	9.850	15	vérifiée
	40×30		63.49	10.65	0.934	0.864	21.707	181.578	8.365	15	vérifiée
	40×30		59.76	10.65	0.934	0.864	21.803	170.878	7.837	15	vérifiée

**Tableau VI-2-3 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales.**

## CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

### B) Poutres secondaires :

		NIV	SECTION	M <sub>smax</sub>	A adopté	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub> bar[Mpa]	observation
<b>POUTRE SECONDAIRE</b>	<b>EN TRAVÉE</b>	1	35x25	12.18	4.62	0.560	0.889	29.750	89.915	3.022	15	vérifiée
		2	35x25	25.95	4.62	0.560	0.889	29.750	191.568	6.439	15	vérifiée
		3	35x25	26.51	4.62	0.560	0.889	29.750	195.703	6.578	15	vérifiée
	<b>AUX APPUIS</b>	1	35x25	23.65	8.01	0.971	0.859	19.272	104.174	5.405	15	vérifiée
		2	35x25	45.45	8.01	0.971	0.861	20.710	199.658	9.641	15	vérifiée
		3	35x25	48.28	8.01	0.971	0.861	20.710	212.090	10.241	15	vérifiée

**Tableau VI-2-4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires**

➤ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

**Selon le Sens (xx) :**  $f_{max} = 0,231$  cm

**Selon le Sens (yy) :**  $f_{max} = 0,073$  cm

**Valeurs limites de la flèche :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

## **CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE**

---

$$f=0.231\text{cm} \leq f = \frac{400}{500}=0.80\text{cm}\dots\dots\dots\text{cv}$$

$$f=0.073\text{cm} \leq f = \frac{520}{500}=1.04\dots\dots\dots\text{CV}$$

### **Conclusion :**

La condition de la flèche est vérifiée

## **VI-III- Ferrailage des voiles :**

### **VI-III-1 : Introduction :**

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

### **VI-III-2 : Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

### **VI-III -3 : Ferrailage des voiles pleins :**

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

Pour faciliter la réalisation et alléger le calcul, on a devisé la structure en trois zones de calcul.

**Zone I :** sous sol et RDC

**Zone II :** 1<sup>er</sup> au 4<sup>eme</sup> étage

**Zone III :** 5<sup>eme</sup> et le comble.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

**Groupe I :** VL SS / RDC

**Groupe II :** VL 1/4

**Groupe III :** VL 5/ comble

**Groupe IV :** VT SS / RDC

**Groupe V :** VT 1 /4

**Groupe VI :** VT 5/ comble

#### **➤ Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

**Remarque :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

### a) Armatures verticales :

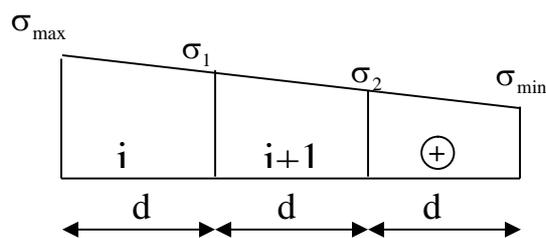
#### ➤ Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.



**Figure VI.3.1:Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)**

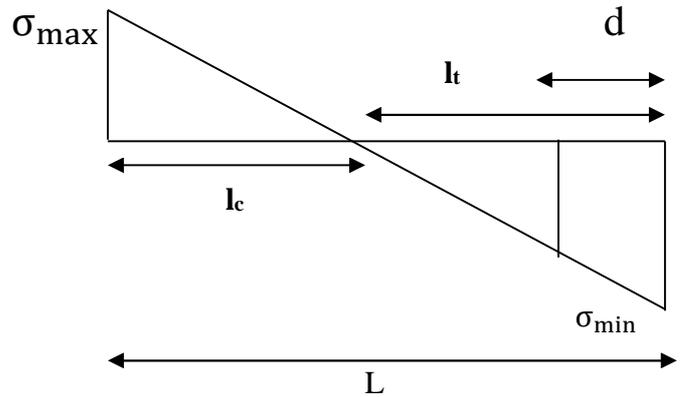
### Détermination des armatures :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

➤ **Section partiellement comprimée :**



$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Figure VI.3.2: Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).

**Détermination des armatures :**

$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

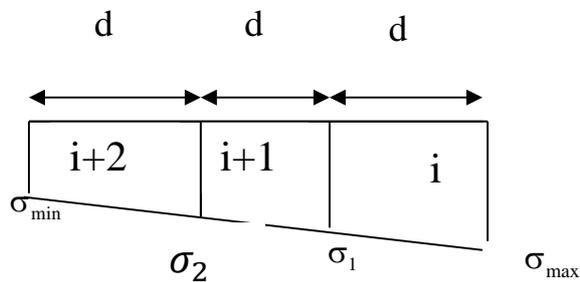


Figure VI.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

**Détermination des armatures :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

**b) Armatures minimales :**

**Compression du béton :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99}]$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

### **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec : } B = d \cdot e$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

#### **c) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- **D'après le RPA 99 :**

$A_H \geq 0,15 \% B$  Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$  En zone courante.

- **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_H$  : section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- ✓ **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %.

En zone courantes 0,10 %

#### **d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

## CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### • Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

#### • Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### • Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

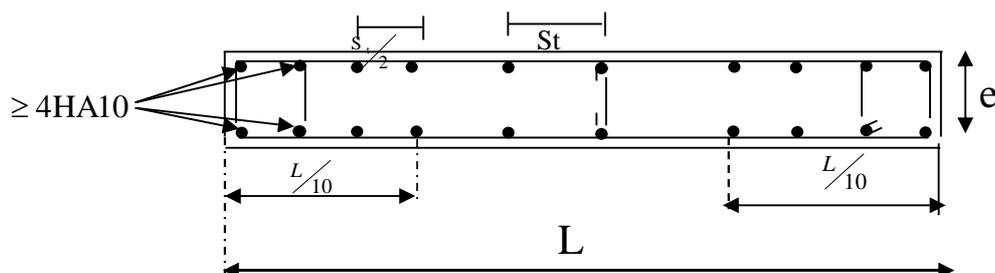


Fig. VI-3-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

### VI-III-4 Vérification à L'ELS :

On a :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

### Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

## CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

➤ Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

a) Ferrailage des voiles longitudinales :

	Zone	I	II	III	
	L (m)	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	
Sollicitation de calcul	T(kN)	667.450	435.640	171.280	
	N <sub>S</sub> (kN)	2722.93	2129.63	694.86	
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	7316.590	4034.500	3197.180	
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	-4218.350	-1868.920	-1489.400	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub>	1.27	1.37	1.36	
	L <sub>t</sub>	0.73	0.63	0.64	
	d <sub>1</sub>	0.85	0.91	0.91	
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>1</sub>	0.37	0.32	0.32	
	σ <sub>1</sub>	2109.175	934.460	744.700	
	N <sub>1</sub>	231.40	88.75	71.00	
	N <sub>2</sub>	77.13	29.58	23.67	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	5.78	2.22	2.04	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	1.93	0.74	0.68	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	25.70	16.77	6.59	
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	12.21	6.41	3.69	
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	8.35	4.93	2.33	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	8.88	9.57	9.55	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	16.08	12.06	12.06	
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	12.06	12.06	12.06	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8HA16	6HA16	6HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	6HA16	6HA16	6HA16
	S <sub>t</sub>		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.00	6.00	6.00	
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	7.85	7.85	7.85	
	choix de la section		10HA10	10HA10	10HA10
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		

Tableau VI-III-1: Ferrailage des voiles longitudinales.

## CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

b)Ferrailage des voiles transversales :

	Zone	I	II	III	
	L (m)	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	
	B (m <sup>2</sup> )	0.4	0.4	0.4	
Sollicitation de calcul	T(kN)	712.590	485.760	188.940	
	N <sub>S</sub> (kN)	3842.83	2796.66	909.93	
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	7731.920	3863.590	2820.160	
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	-4610.280	-1736.980	-1337.720	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>c</sub>	1.25	1.38	1.36	
	L <sub>t</sub>	0.75	0.62	0.64	
	d <sub>1</sub>	0.84	0.92	0.90	
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> -d <sub>1</sub>	0.37	0.31	0.32	
	σ <sub>1</sub>	2305.140	868.490	668.860	
	N <sub>1</sub>	258.32	80.81	64.56	
	N <sub>2</sub>	86.11	26.94	21.52	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	6.46	2.02	1.61	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2.15	0.67	0.54	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	27.43	18.70	7.27	
	A' <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	13.32	6.70	3.43	
	A' <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	9.01	5.35	2.36	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	8.77	9.66	9.50	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	16.08	12.06	12.06	
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	12.06	12.06	12.06	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	8HA16	6HA16	6HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	6HA16	6HA16	6HA16
	S <sub>t</sub>		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	15	15	15	
Armatures horizontales	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	6.00	6.00	6.00	
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	7.85	7.85	7.85	
	choix de la section	10HA10	10HA10	10HA10	
	Espacement S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	
Armatures transversales	A <sub>t</sub> adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			

Tableau VI-III-2: Ferrailage des voiles transversales.

## CHAPITRE VI:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

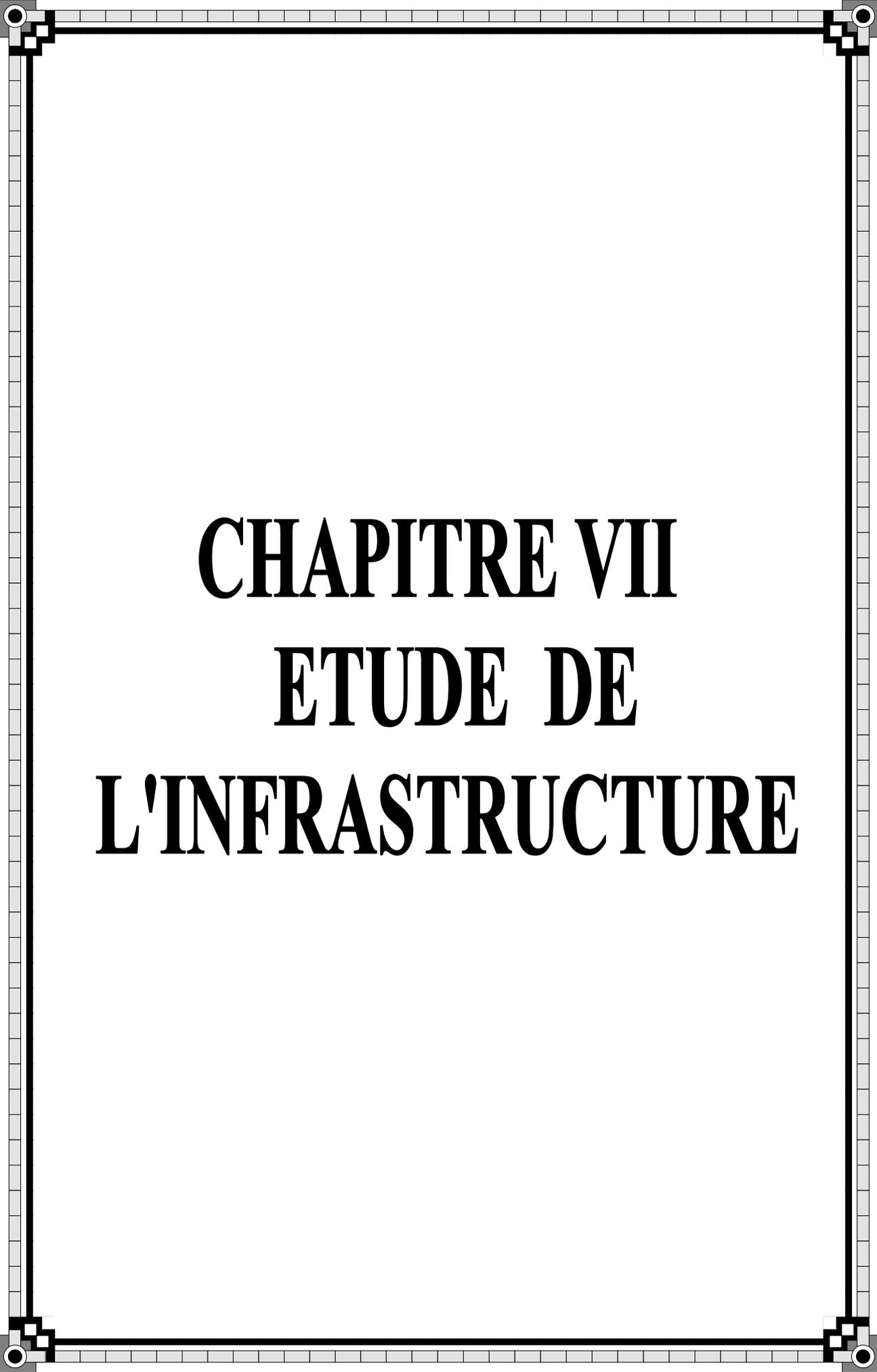
➤ Vérification :

Voiles longitudinales :

		I	II	II	Condition	
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	<b>2.596</b>	<b>1.694</b>	<b>0.666</b>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \dots CV$
	$\tau_u = 3.26\text{MPa}$	$\tau_u$	<b>1.854</b>	<b>1.210</b>	<b>0.476</b>	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots CV$
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\sigma_b$	<b>6.420</b>	<b>5.094</b>	<b>1.662</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots CV$

Voiles transversales :

		I	II	II	Condition	
<b>Vérification des contraintes</b>	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	<b>2.771</b>	<b>1.889</b>	<b>0.735</b>	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \dots CV$
	$\tau_u = 3.26\text{MPa}$	$\tau_u$	<b>1.979</b>	<b>1.349</b>	<b>0.525</b>	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots CV$
	$\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$	$\sigma_b$	<b>9.061</b>	<b>6.689</b>	<b>2.176</b>	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots CV$



**CHAPITRE VII**  
**ETUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**

**VII-1- Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

**VII-2- Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

**VII-3- Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

❖ **Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

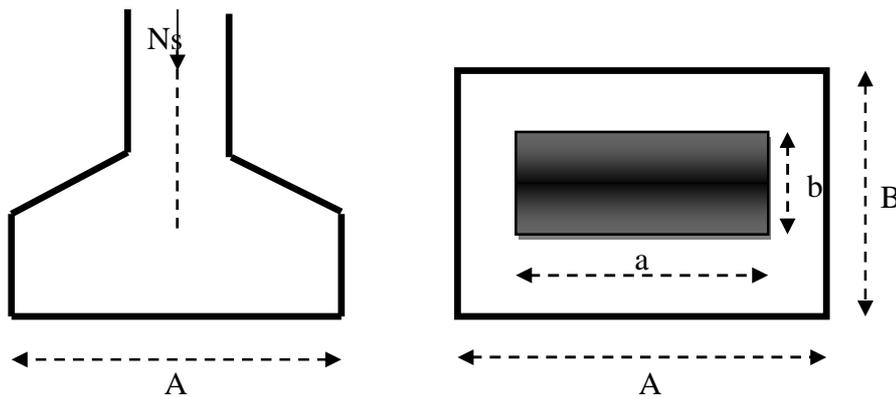
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

D'où  $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple :  $N_{ser} = 1215.84 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow B = 2.46 \text{ m}$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



❖ Semelles filantes :

1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	$N_{ser}$	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL S-S	2722.93	2.00	6.81	13.62
				<b>St = 13.62</b>

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VTs-s	3842.8	2.00	9.61	19.21
				<b>St = 19.21</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 32.83 m<sup>2</sup>**.

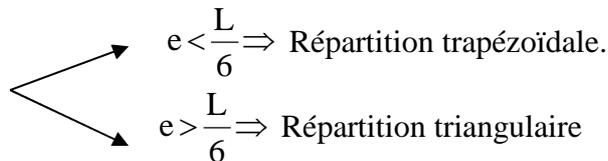
**2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

a) **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) **Étape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

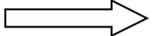
$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

c) **Application :**

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
C7	390.06	9.3	3627.558	3.806
C8	1215.84	5.8	7051.872	2.013
C9	1149.76	1.8	2069.568	-0.596
C10	1149.76	-1.8	-2069.568	0.596
C11	1215.84	-5.8	-7051.872	-2.013
C12	390.06	-9.3	-3627.558	-3.806
	<b>5511.32</b>		<b>Σ = 0</b>	<b>Σ = 0</b>

On a :

$e = 0.00 \text{ m}$   Repartition rectangulaire.

$$q = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{5511.32}{18.6} = 296.31 \text{ kN/m}$$

### **3) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{296.31}{200} = 1.48 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.50 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = B \times L = 1.50 \times 18.60 = 27.9 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 27.9 \times 3 = 83.7 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 32.83 + 83.7 = 116.53 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 18.6 \times 8.6 = 159.96 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{116.53}{159.96} = 0.728 = 72.8\%$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 72.8 %

### **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

### **VII-4- Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

### **VII-4-1- Pré dimensionnement du radier :**

#### **VII-4-1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$ ).

**VII-4-1- 2 Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.20\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.98m$$

$h_r = 100 \text{ cm}$

**VII-4-1-3 Selon la condition forfaitaire :**

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,65 \leq h \leq 1.04$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'après ces conditions, nous adopterons  $h_r = 100 \text{ cm}$ .

b) Sous poteaux :

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 80 \text{ cm}$

Largeur :

$$0.4h_n < b_n < 0.7h_n \quad 0.4 \times 80 < b_n < 0.7 \times 80$$

$$32 < b_n < 56$$

On prend :  $b_n = 50\text{cm}$

➤ **Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

Hauteur des nervures  $h_{ner} = 100\text{cm}$   
 Hauteur de la dalle  $h_{dalle} = 30\text{cm}$   
 Largeur de la nervure  $b_{ner} = 50\text{cm}$

**VII-4-2- Détermination des efforts :**

- **Charges revenant à la Superstructure :**

$G = 14340.39\text{ KN}$

$Q = 3700.88\text{ KN}$

- **Combinaisons d'actions :**

L'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 24910.85\text{ KN}$

L'ELS :  $N_s = G + Q = 18041.27\text{ KN}$

- **Détermination de la surface du radier :**

L'ELU :  $S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{24910.85}{1,33 \times 200} = 93.65\text{ m}^2$

L'ELS :  $S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{18041.27}{200} = 90.21\text{ m}^2$

D'où :

$$S_{nrad} = \max (S_{rad} ; S_{rad}) = 93.65\text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 159.96\text{m}^2 > S_{rad} = 93.65\text{m}^2$$

Remarque. Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on aura des débords, les règles BAEL nous imposent un débord minimal

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{hr}{2}; 30\text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30\text{ cm} \right) = 50\text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{deb} = 50\text{ cm}$

la surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = (18.6 \times 8.6) + \{ (18.6+1) \times 0.5 + (8.6 \times 0.5) \} \times 2 = \mathbf{188.16\text{ m}^2}$$

- **Charge permanente :**

Poids de radier :

$$G = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle Flottante}$$

- Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 188.16 \times 0,30 \times 25 = \mathbf{1411.20KN}$$

- Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = \{b_n \times (h_r - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \times \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = \{0,50 \times (1.0 - 0,50) \times (18,6 \times 3 + 8.6 \times 6)\} \times 25 = \mathbf{671.25KN}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 188.16 \times 0.10 \times 25 = \mathbf{470.4KN}$$

- Poids de TVO:

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho_b$$

$$P_{\text{TVO}} = (188.16 - 53.7) \times (0,8 - 0,1) \times 17 = \mathbf{1600.07KN}$$

$$\text{Donc : } G_{\text{rad}} = 1411.20 + 671.25 + 470.4 + 1600.07 = \mathbf{4152.92 KN}$$

- **Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 3700.88KN$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 188.16 = 940.8KN$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{total}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = \mathbf{4152.92} + 14340.39 = 18493.31KN$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{bat}} = 940.8 + 3700.88 = 4641.68KN$$

- **Combinaison d'actions:**

$$N_u_{\text{total}} = 1,35 \times G_{\text{tot}} + 1,5 \times Q_{\text{tot}} = 1,35 \times 18493.31 + 1,5 \times 4641.68 = 31928.49KN$$

$$N_s_{\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 18493.31 + 4641.68 = 23134.99 KN$$

**VII-4-3- Vérification :**

✓ **Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{31928,49 \times 1}{188,16} \times \frac{5,20}{2} = 441,19\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{441,19}{1 \times 0,27} = 1634,03\text{ kN/m}^2 = 1,634\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{ MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

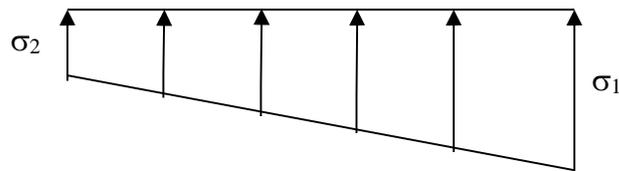
$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\underline{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\underline{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**Figure. Diagramme des contraintes**

a) **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,3\text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4,3\text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 1445.07m^4$$

$$I_{yy} = 6023.63m^4$$

**c) Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 12256.024 + 703.43 \times 1 = 12959.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 12056.21 + 692.96 \times 1 = 12749.17 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal de sous-sols :**

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31928.49}{188.16} + \frac{12959.45}{6023.63} \times 9.8 = 190.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31928.49}{188.16} - \frac{12959.45}{6023.63} \times 9.8 = 148.60 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 190.77 + 148.60}{4} = 180.23 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{23134.99}{188.16} + \frac{12959.45}{6023.63} \times 9.8 = 144.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{23134.99}{188.16} - \frac{12959.45}{6023.63} \times 9.8 = 101.87 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 144.04 + 101.87}{4} = 133.50 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens transversal du sous-sol :**

**Même étapes de calcul que précédemment**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
<b>X - X</b>	190.77	148.60	180.23	144.04	101.87	133.50	<b>OK</b>
<b>Y - Y</b>	212.04	127.34	190.86	165.30	80.60	144.12	<b>OK</b>

**VII-4-4- Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis  
On distingue deux cas :

a) 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

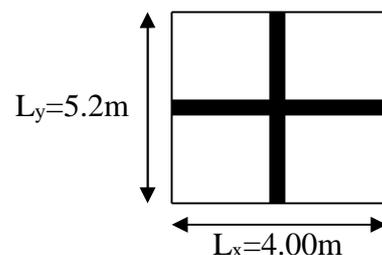
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**a) Identification du panneau :**

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 4.5 \text{ m} ; L_y = 4,80 \text{ m}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 180.23 - \frac{4152.92}{188.16} = 158.16.kN / m^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 190.86 - \frac{4152.92}{188.16} = 168.79.kN / m^2$$

**b) Calcul a' L ELU :**

$$q_u = 158.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,77 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0598 \\ U_y = 0,542 \end{cases}$$

**c) Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$$M_{0x} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0598 \times 158.16 \times (4^2) = 151.33 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,542 \times 151.33 = 82.02 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

❖ **Ferraillage dans le sens x - x :**

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 151.33 = 75.66 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75.66 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.073 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \text{ La section est simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.073 \rightarrow \beta_u = 0.962$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{75.66 \times 10^2}{0.962 \times 27 \times 34.8} = 8.37 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA14/ml = 10.78 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **15cm**

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 151.33 = 113.50 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{113.5 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.109 < 0,392$$

La section est simplement armée SSA

$$\mu_u = 0,110 \rightarrow \beta = 0,942 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{113.5 \times 10^3}{0,942 \times 27 \times 348} = 12.82 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 16 = 14.07 Cm<sup>2</sup> / ml

Avec : S<sub>t</sub> = 15cm

❖ **Ferraillage dans le sens y - y :**

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \times 82.02 = -41.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.01 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,039 < 0,392_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta = 0,980 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41.01 \times 10^3}{0,980 \times 27 \times 348} = 4.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm

➤ En travée :

$$Mt = 0,75 \times 82.02 = 61.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61.52 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61.52 \times 10^3}{0,969 \times 25 \times 348} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	7HA14/ml = 10.87 cm <sup>2</sup> /ml St=15cm	5HA14 /ml = 7.70 cm <sup>2</sup> /ml St=20cm
Armatures en travées	7HA16/ml = 14.07 cm <sup>2</sup> /ml St=15cm	5HA14/ml = 7.70 cm <sup>2</sup> /ml St=20cm

**Tableau VII-2:-Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.**

**Remarque :** Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**VII-4-5- Vérification a L'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :  $\omega_0$  : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE40

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

➤ **Sens xx**

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.77}{2} \right) = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.68 \text{ cm}^2$$

.....Condition vérifiée.

➤ **Sens yy :**

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0.0008 \times 30 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2$$

.....Condition vérifiée.

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{3289.73}{3 \times 5.20} = 210.88 \text{ KN} \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 3289.73 \text{ kN} / \text{m}^2$$

**-Sens y-y :**

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3289.73}{2 \times 5.2 + 4} = 228.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{228.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.846 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5MPa \right\}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \{3,33MPa; 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,846MPa < \overline{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**VII-4-6- Calcul et vérification à l'E.L.S :**

$$v=0,2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,0}{5,20} = 0,77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0663 \\ \mu_y = 0,670 \end{cases}$$

✓ **Evaluation des moments M<sub>x</sub> et M<sub>y</sub> :**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0663 \times 168,79 \times 4^2 = 179,05 KN.m$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,670 \times 179,05 = 119,96 KN.m$$

• **Sens x-x :**

$$M_{sa} = (-0,5) \times 179,05 = -89,53KN.m$$

$$M_{st} = 0,75 \times 179,05 = 134,29KN.m$$

• **Sens y-y :**

$$M_{sa} = (-0,5) \times 119,96 = -59,98KN.m$$

$$M_{st} = 0,75 \times 119,96 = 89,97KN.m$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 27} = 0,521$$

$$\rho_1 = 0,521 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,892 ; \alpha_1 = 0,324$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,324}{15(1 - 0,324)} = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{134,29 \times 10^{-3}}{0,892 \times 0,27 \times 14,07 \times 10^{-4}} = 396,30 MPa$$

$$\sigma_{st} = 396,30MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,032 \times 396,3 = 12,68MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 275,25MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VII-4-2 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

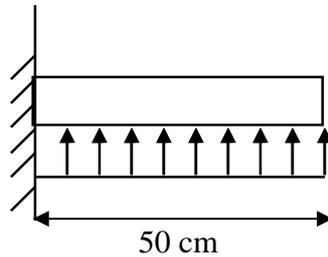


Figure VII-5. : Schéma statique du débord

**1. Sollicitation de calcul**

- A l'ELU :

$$q_u = 158.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{158.16 \times 0,5^2}{2} = -19.77 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 168.79 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{168.76 \times 0,5^2}{2} = -21.10 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des armatures**

- Armatures principales :

$$B=1\text{m} ; d=27\text{cm} ; f_{bc}=14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.77 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,019 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{19.77 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3. Vérification à l'ELU:**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 > A_s = 2.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  On adopte **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm/ml}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm/ml**.

**4. Vérification à l'ELS :**

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,933 ; \alpha_1 = 0,201$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,201}{15(1 - 0,201)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{21,10 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 185,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 185,31 = 3,15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 185,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**VII-4-3 Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**1. Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

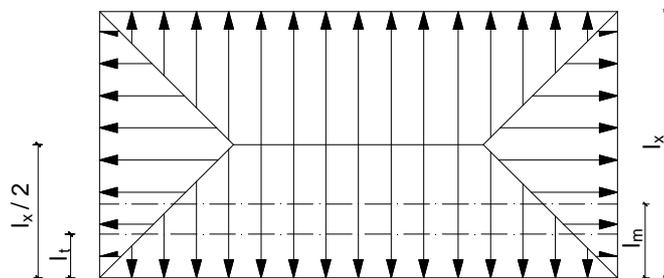
**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



**Figure VII-6 : Répartition trapézoïdale**

• Le Chargement simplifié

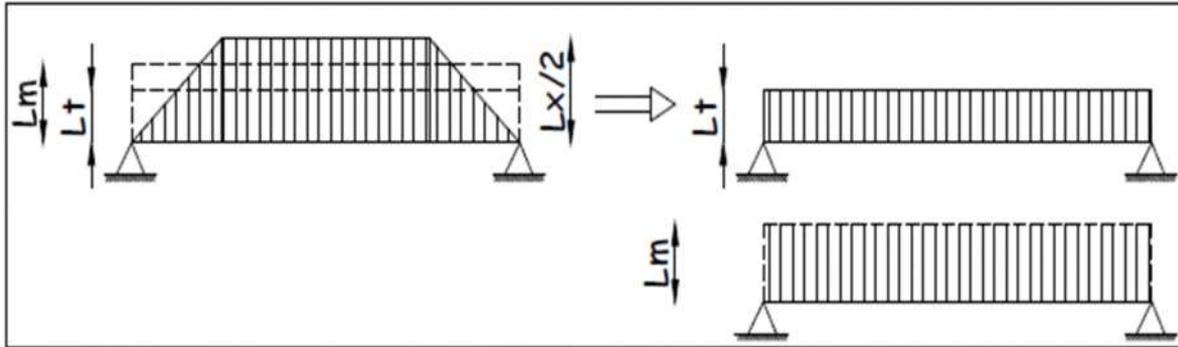


Figure VII-7 : Présentation du chargement simplifié

• Charge triangulaire :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

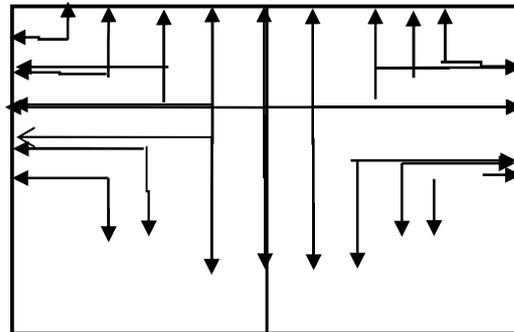


Figure VII -8: Répartition triangulaire

2- Charges à considérer :

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant}$$

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\} \text{ Pour les efforts tranchants}$$

-Détermination des charges :

• ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(190.86 - \frac{4152.92}{188.16} - \frac{671.25}{53.7}\right) = 156.29 \text{KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(144.12 - \frac{4152.92}{188.16} - \frac{671.25}{53.7}\right) = 109.55 \text{KN/m}^2$$

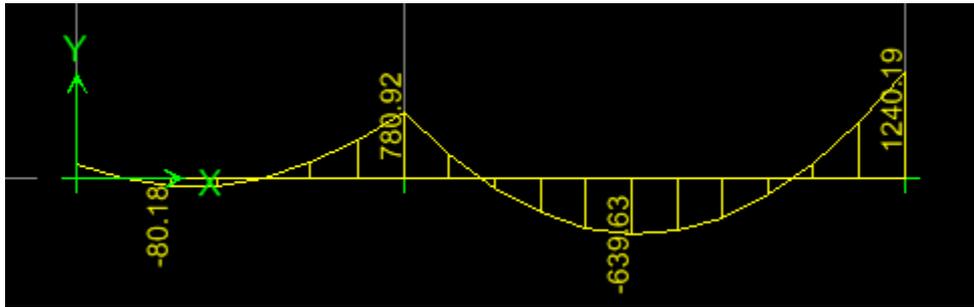
➤ **Sens transversal : nervure (file3)**

**- Calcul des charges :**

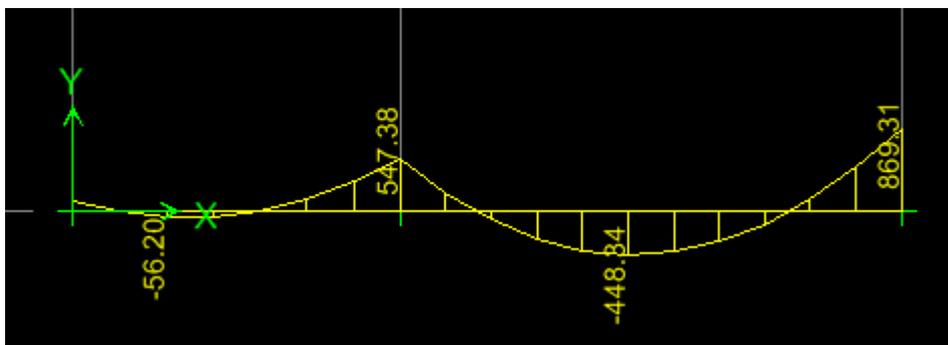
travée	panneau	lx	ly	P	Chargement	lm	Lt	Qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
1-2	1	3.40	4	0,85	Triangulaire	1,13	0.85	156.29	109.55	176.61	353.22	123.79	247.58	132.85	265.7	93.12	186.24
	2	3.40	3.60	0.94	Triangulaire	1,13	0,85	156.29	109.55	176.61		123.79		132.85		93.12	
2-3	1	4.00	5.20	0,77	trapézoïdale	1.60	1.23	156.29	109.55	250.06	486.06	175.28	340.70	192.24	375.1	134.75	262.92
	2	3.60	5.20	0,70	trapézoïdale	1.51	1.17	156.29	109.55	236.00		165.42		182.86		128.17	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

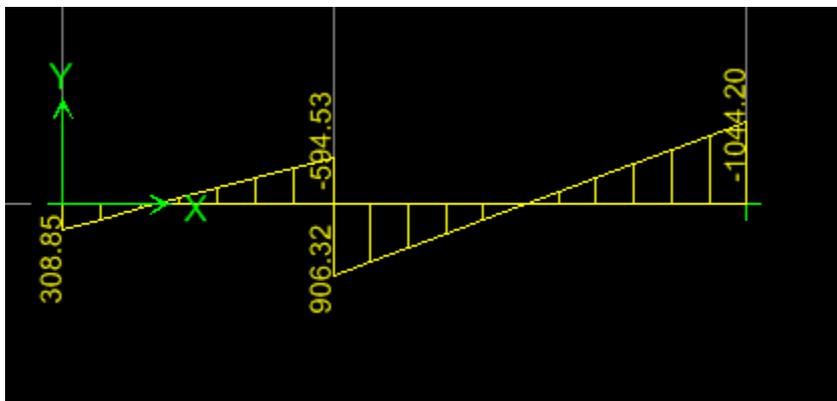
A/Diagramme des moments fléchissant à l'ELU:



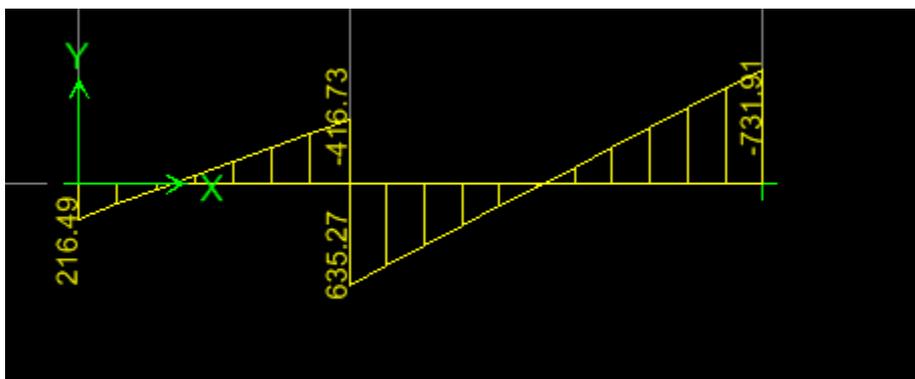
B/Diagramme des moments fléchissant a l'ELS:



C/Diagramme des efforts tranchants à l'ELU:



D/Diagramme des efforts tranchants à l'ELS:



**- Le ferrailage a L'ELU :**

- $M_t^{max} = 780.92 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 1240.19 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 50 \text{ cm,} \\ d = 97 \text{ cm,} \\ f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa,} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

**➤ Aux appuis :**

$$M_a = 1240.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1240.19 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14.2} = 0,186 < 0.392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,186 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,896$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1240.19 \times 10^3}{0,896 \times 97 \times 348} = 41.00 \text{ cm}^2$$

**On opte : 10HA20 filante+ (5HA16) Chapeaux= 41.47 cm<sup>2</sup>**

**➤ En travée :**

$$M_t = 780.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{780.92 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14.2} = 0,117 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,117 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.937$$

$$A_{sa} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{780.92 \times 10^3}{0.937 \times 97 \times 348} = 24.69 \text{ cm}^2$$

**On opte : 5HA16 filante+5HA20 Chapeaux= 25.76 cm<sup>2</sup>.**

➤ Sens longitudinal : nervure (file2)  
 - Calcul des charges :

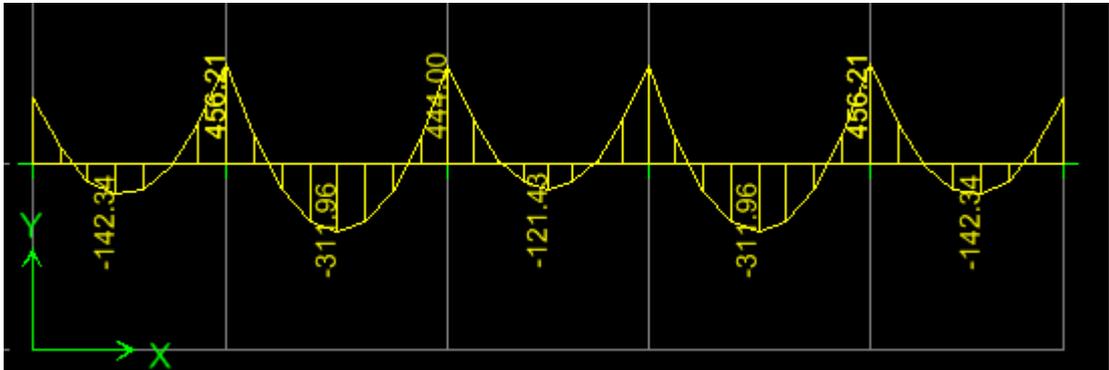
travée	panneau	lx	ly	P	chargement	lm	Lt	Qu	qs	Moments fléchissant				Efforts tranchants			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3.4	3.5	0.97	trapézoïdale	1.17	0.88	145.43	98.93	170.15	340.31	115.75	231.50	127.98	255.23	87.06	174.12
	2	3.5	5.2	0.67	triangulaire	1.17	0.875	145.43	98.93	170.15		115.75		127.25		87.06	
B-C	1	3.4	4	0.85	trapézoïdale	1.29	0.98	145.43	98.93	187.60	381.03	127.62	259.20	142.52	287.95	96.95	195.88
	2	4	5.2	0.77	triangulaire	1.33	1	145.43	98.93	193.42		131.58		145.43		98.93	
C-D	1	3.4	3.6	0.94	trapézoïdale	1.2	0.9	145.43	98.93	174.52	349.03	118.72	237.44	130.89	261.77	89.04	178.08
	2	3.6	5.2	0.69	triangulaire	1.2	0.9	145.43	98.93	174.52		118.72		130.89		89.04	
D-E	1	3.4	4	0.85	trapézoïdale	1.29	0.98	145.43	98.93	187.60	381.03	127.62	259.20	142.52	287.95	96.95	195.88
	2	4	5.2	0.77	triangulaire	1.33	1	145.43	98.93	193.42		131.58		145.43		98.93	
E-F	1	3.4	3.5	0.97	trapézoïdale	1.17	0.88	145.43	98.93	170.15	340.31	115.75	231.50	127.98	255.23	87.06	174.12
	2	3.5	5.2	0.67	triangulaire	1.17	0.875	145.43	98.93	170.15		115.75		127.25		87.06	

• Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

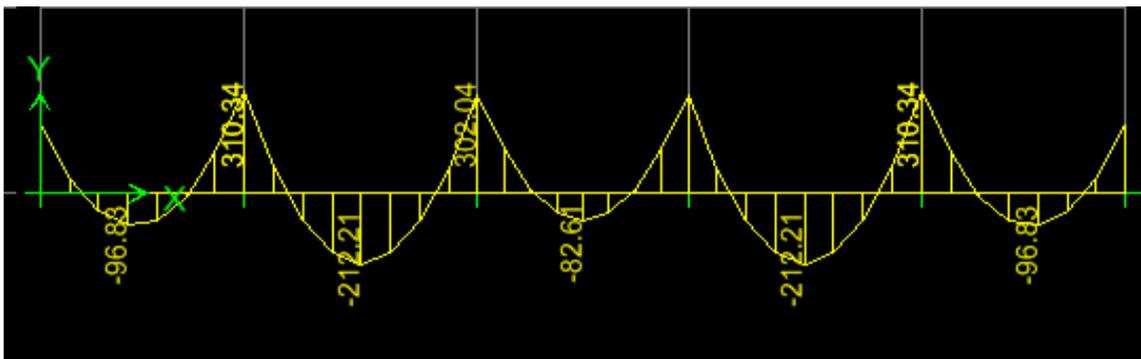
➤ Sens longitudinal :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

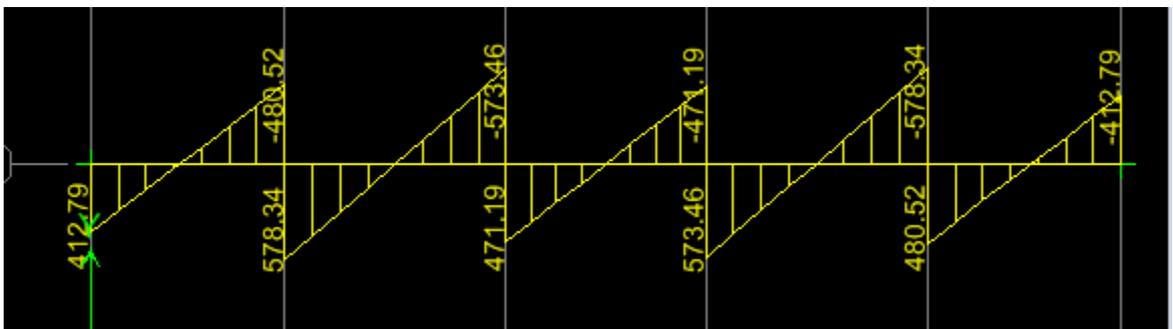
A/Diagramme des moments fléchissant (ELU):



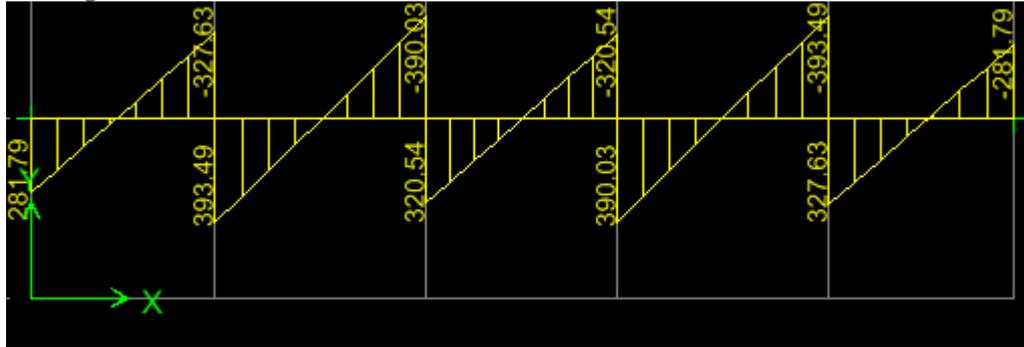
B/Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:



C/Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :



D/Diagramme des efforts tranchants à l'ELS :



**- Le ferrailage a L'ELU :**

- $M_t^{max} = 311.96 \text{ kN.m}$
- $M_a^{max} = 456.21 \text{ kN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_n = 50 \text{ cm,} \\ d = 97 \text{ cm,} \\ f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa,} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 456.21 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{456.21 \times 10^6}{500 \times 97^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,068 \implies \beta = 0,965$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{456.21 \times 10^3}{0,965 \times 97 \times 348} = 14.00 \text{ cm}^2$$

**On opte : 5HA14 filante+ 5HA16 Chapeaux= 17.75 cm<sup>2</sup>.**

➤ **En travée :**

$$M_t = 311.96 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{311.96 \times 10^6}{500 \times 97^2 \times 14.2} = 0,047 < 0,392 \implies \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,047 \implies \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{311.96 \times 10^3}{0.975 \times 97 \times 348} = 9.48 \text{ cm}^2$$

**On opte : 5HA16 = 10.05cm<sup>2</sup>.**

**4. Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de fragilité :**

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 40 \times 97 \times 2,1}{400} = 5,86 \text{ cm}^2$$

❖ **sens longitudinal et transversal :**

**En travée :**  $A_{st} = 14,00 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,86 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_{sa} = 9,48 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,86 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

En considérant que la fissuration est préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 1044,2 \text{ KN}$  ➡ sens xx

$T_{u \max} = 578,34 \text{ KN}$  ➡ sens yy

$$\tau_u = \frac{1044,2 \times 10^3}{500 \times 970} = 2,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{578,34 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

Avec :  $\phi_l$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance

On prend : **2 cadres de  $\phi 8$**  ➡  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures :**

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{25; 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 12 \text{ cm}$  en zone courante.

➤ **La quantité d'armatures transversales:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0,003 S_t b$$

**En zone nodale :**  $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,5 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**En zone courante :**  $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{1m \times 1} = 3.00 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm<sup>2</sup>**

**5. Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appui	456.21	310.34	1.47	0,068	0,0881	0,485	Condition vérifiée
	Travée	311.96	212.21	1,47	0,047	0,0615	0,485	Condition vérifiée
Y-Y	Appui	1240.19	869.31	1.43	0,186	0,2594	0,465	Condition vérifiée
	Travée	780.92	448.34	1.74	0,117	0,1574	0,62	Condition vérifiée

**Conclusion :** La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.



**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE**  
**DE MUR PLAQUE**

**VIII -1) Introduction :**

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Limitier les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

**Pré dimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20cm**.

**VIII-2) Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m .

**VIII-2-1) Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

Avec :

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

$\sigma_h$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

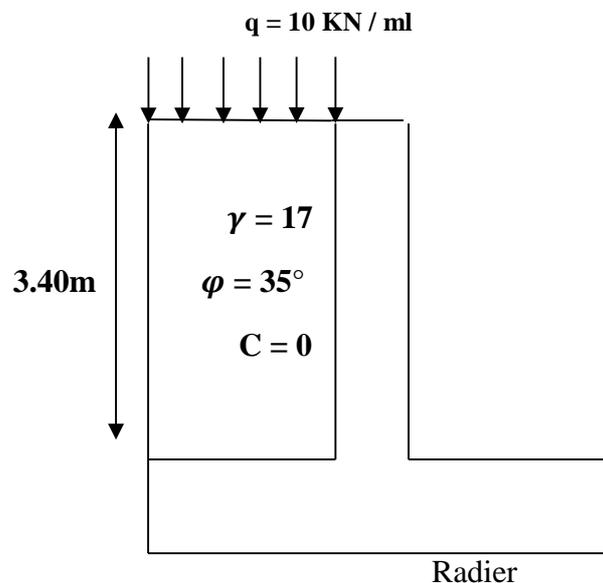


Fig VIII-1 : Schéma statique du mur plaque

**VIII-2-2) Données de calcul :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$ .

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ .

Cohésion :  $C = 0$ .

**VIII-2-3) Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.40\text{m}$$

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.40 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 3.40 + 1.5 \times 10) = 48.38 \text{ KN/m}^2$$

▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.40 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 (10 + 17 \times 3.40) = 35.25 \text{ KN/m}^2$$

**VIII-2-4) Diagramme des contraintes :**

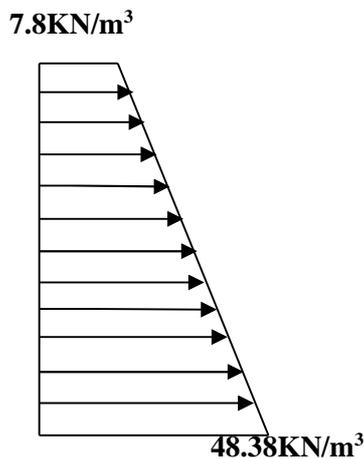


Fig VIII-2 : Diagramme des contraintes

A l'ELU

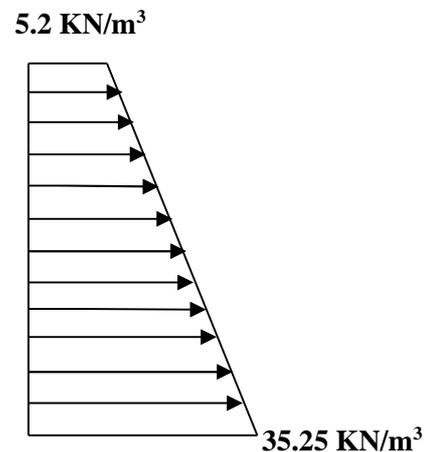


Fig VIII-3 : Diagramme des

des contraintes à l'ELS.

**VIII-2-5) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

$$ELU : q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 48.38 + 7.8}{4} = 38.24 \text{ kN/ml}$$

$$ELS : q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35.25 + 5.2}{4} = 27.74 \text{ kN/ml}$$

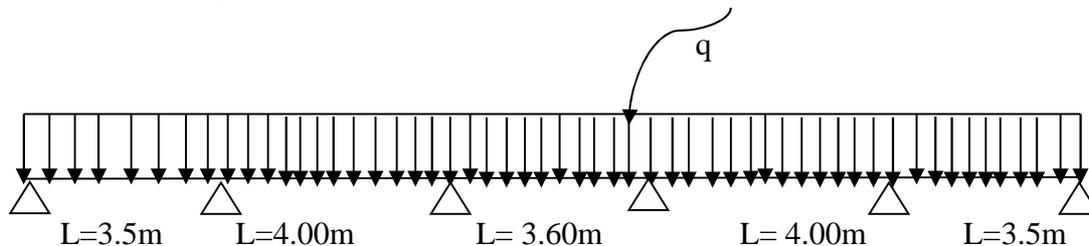
**VIII-3) Ferraillage de mur plaque :****VIII-3-1) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continue encastées à la base au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Sens x-x :

$$q_u = 38.24 \text{ kN/ml}, q_s = 27.74 \text{ kN/ml}$$

Schéma statique :

**VIII-3-2) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encasté à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés à des coefficients suivants :

- Moment en travée :  $0.75M_x$  et  $0.75M_y$
- Moment d'encastement sur les grandes cotés :
  - 0.3 : Appuis de rive
  - 0.5 : Autre appuis

**VIII-3-3) Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.40 \text{ m}$$

$$l_y = 4.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{4.00} = 0.85; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**VII-3-4- Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0509 \times 38.24 \times 3.4^2 = 22.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.685 \times 22.50 = 15.41 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 22.5 = 11.25 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,75 \times 22.5 = 16.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 15.41 = 7.70 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 15.41 = 11.56 \text{ KN.m}$$

**VIII-3-5) Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0579 \times 27.74 \times 3.4^2 = 18.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,778 \times 18.57 = 14.45 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 18.57 = 9.28 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 18.57 = 13.93 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 14.45 = 7.23 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 14,45 = 10,84 \text{ KN.m}$$

**VIII-3-6) Calcul des sections d'armature :**

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>U</sub>	μ <sub>1</sub>	Section	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
XX	Appuis	11.25	0.0244	0.392	SSA	0.988	1.82	2.00	6HA12 = 6.79	16
	Travée	16.88	0.0367	0.392	SSA	0.982	2.74	2.00	6HA12 = 6.79	16
YY	Appuis	7.70	0.0167	0.392	SSA	0.992	1.24	2.00	6HA10 = 4.71	16
	travée	11.56	0.0251	0.392	SSA	0.987	1.87	2.00	6HA10 = 4.71	16

**Tableau VIII-1 : ferrailage du mur plaque**

**VIII-4) Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

**VIII-5) Vérification à l'ELS :**

**VIII-5-1) Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	6.79	9.28	0.339	0.909	39,95	75.18	201.63	1.88	15	Cv
	Travée	6.79	13.93	0.339	0.909	39,95	112.85	201.63	2.82	15	Cv
Y-Y	Appuis	4.71	7.23	0.236	0.922	49.10	83.24	201.63	1.69	15	Cv
	Travée	4.71	10.84	0.236	0.922	49.10	124.81	201.63	2.54	15	Cv

Tableau VIII.2: vérification des contraintes a ELS.

**Résultats:**

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

**Sens x-x :**

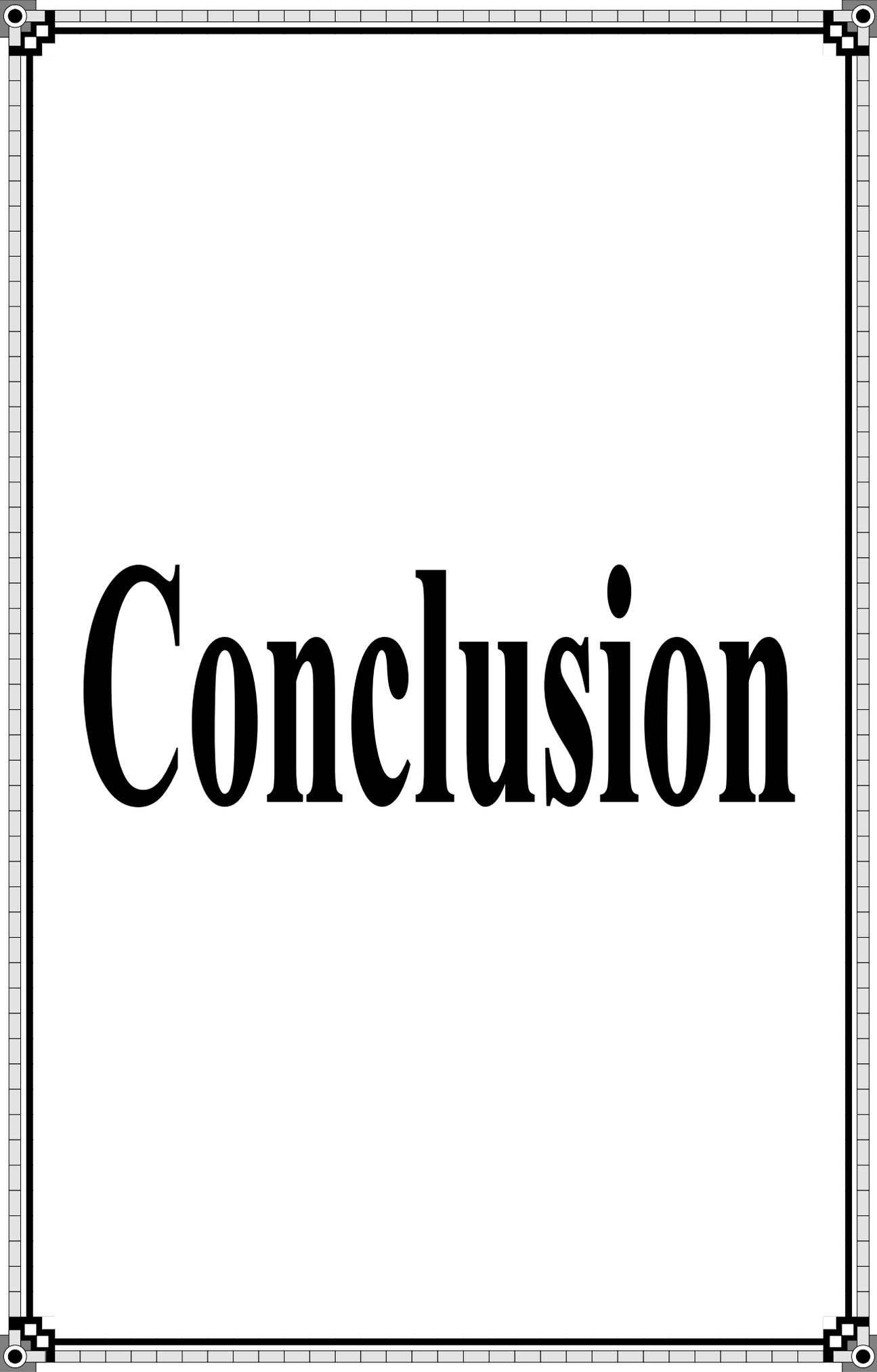
**En travée :** 6HA12/ml avec un espacement de **16cm**.

**Aux appuis :** 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

**Sens y-y :**

**En travée :** 6HA10/ml avec un espacement de **16 cm**.

**Aux appuis :** 6HA10/ml avec un espacement de **16cm**.



# Conclusion

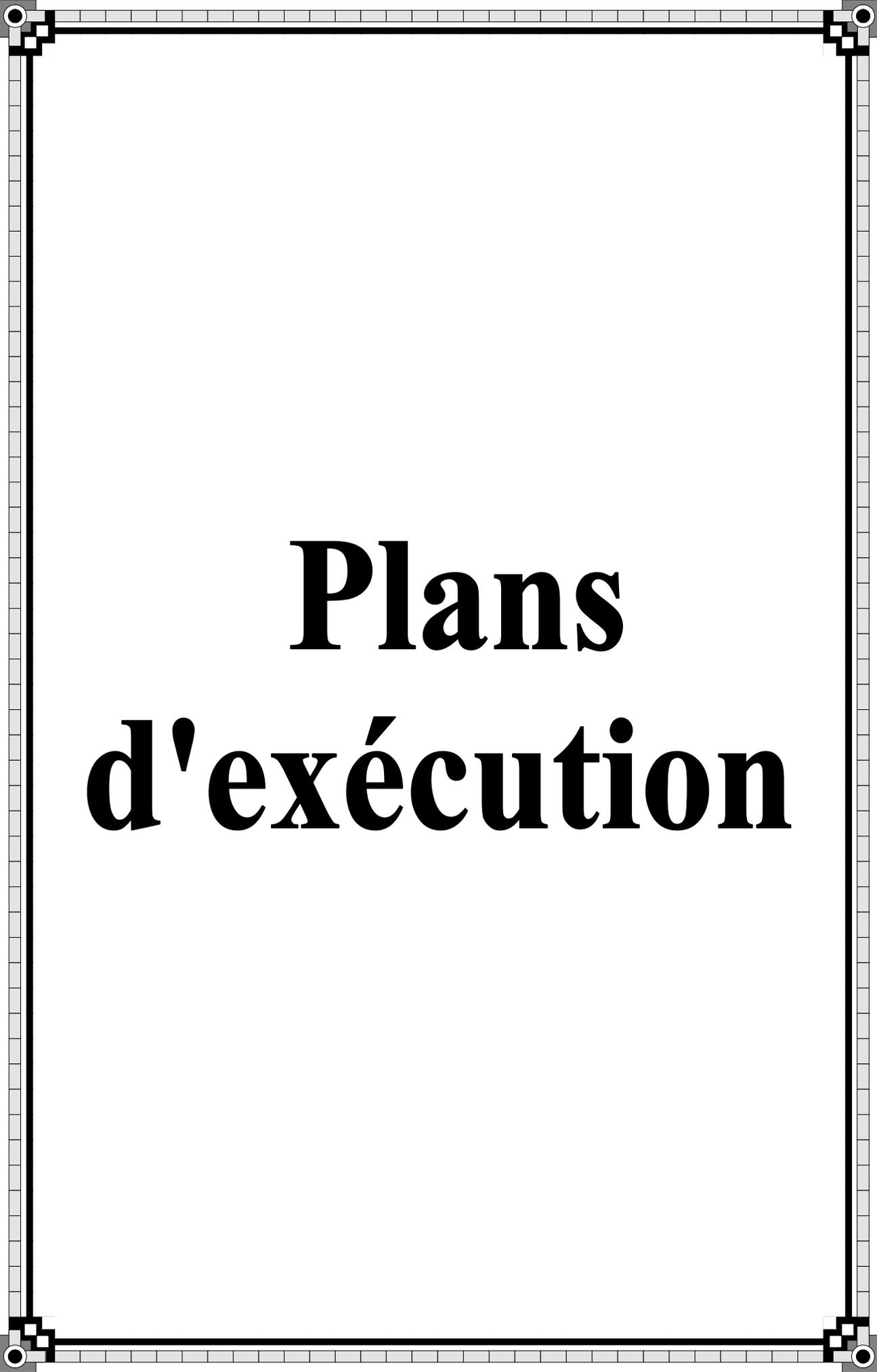
# Conclusion

*Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.*

*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet*

*Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

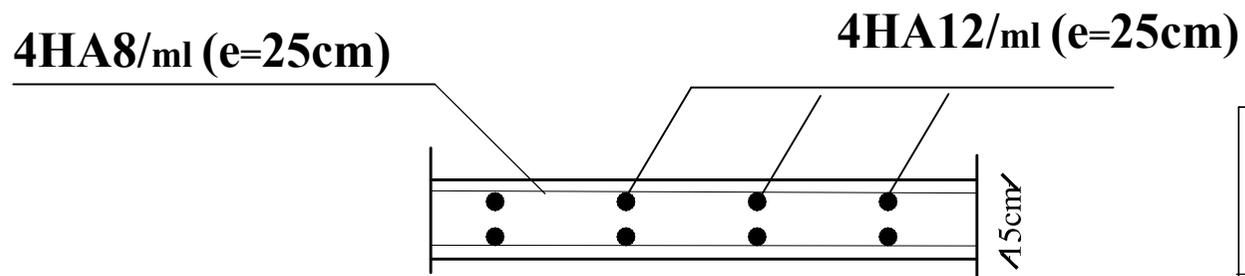
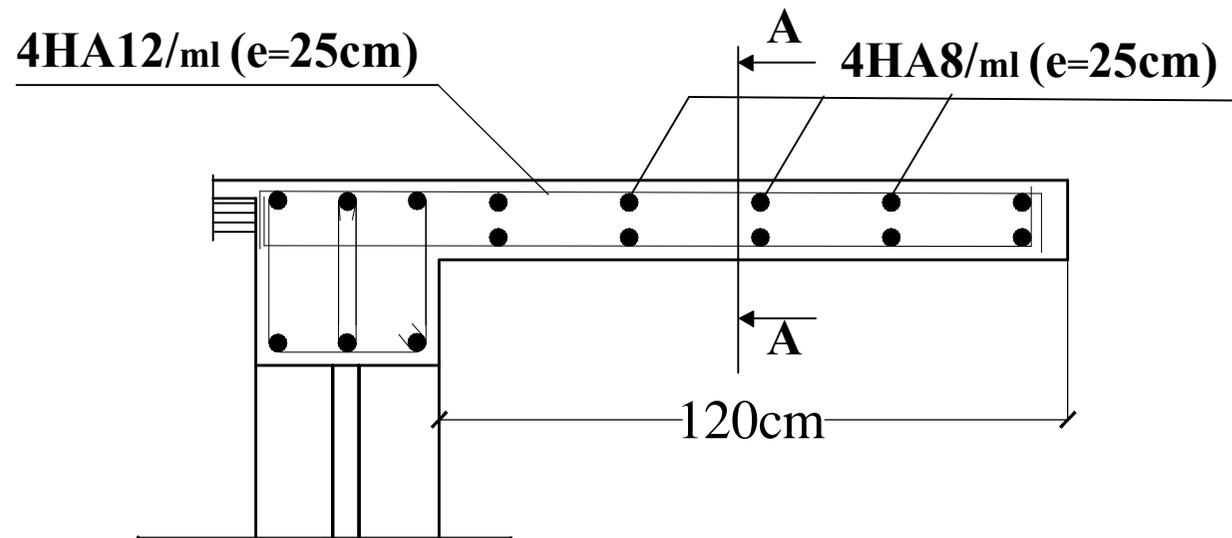


# **Plans d'exécution**

# *Bibliographie*

## *Bibliographie*

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Règle CB71 Règles de calcul et de conception de charpente en bois, Juin1984.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.



**Coupe A-A**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

**FERRAILLAGE DE BALCON**

MME: KHELOUI

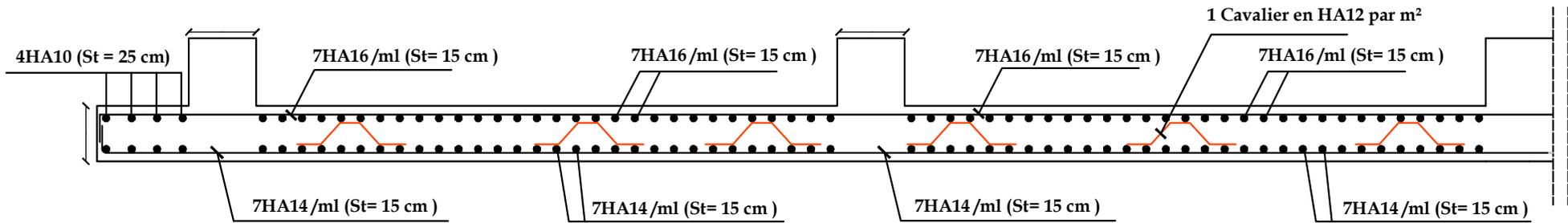
JUILLET 2017

KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

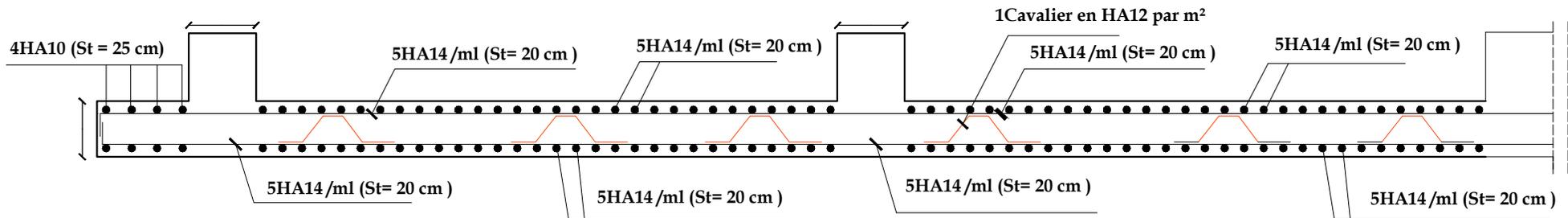
PLAN: 02

ECHELLE: 1/50

## Ferrailage de la dalle sens X-X



## Ferrailage de la dalle sens Y-Y



Plan de ferrailage de la dalle du radier

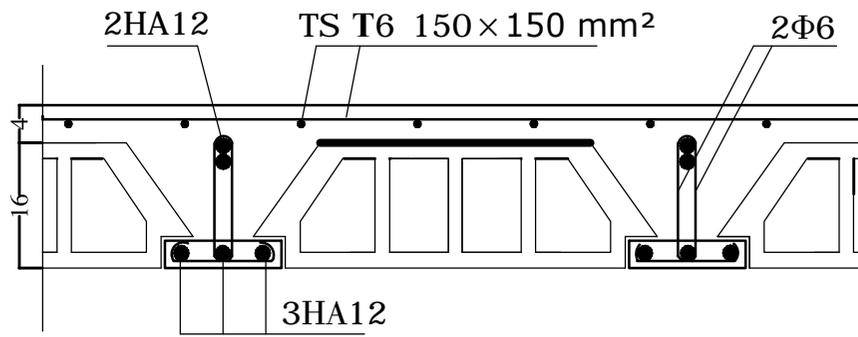
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

### FERRAILAGE DE RADIER

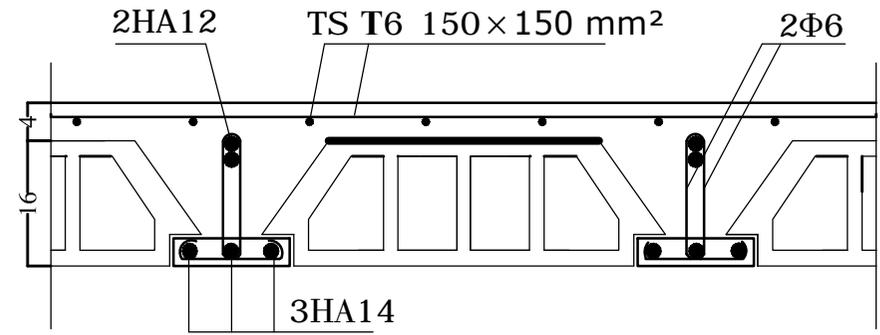
REDIGER PAR: MME: KHELOUI JUILLET 2017

DESSINEE PAR: KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA PLAN: 10

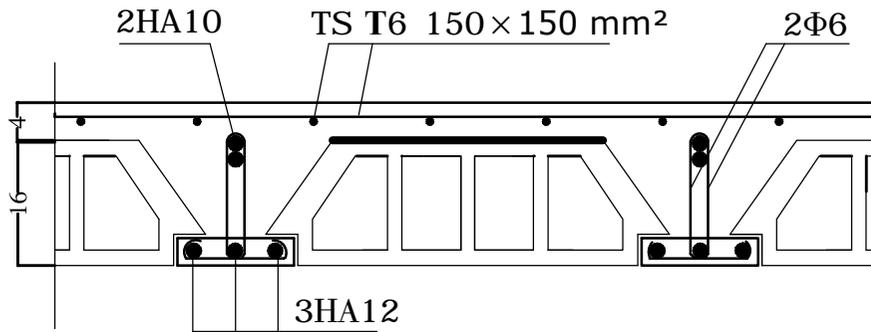
ECHELLE: 1/50



Ferailage de plancher a usage d'habitation



Ferailage de plancher a usage commercial



Ferailage de plancher de dernier étage

UNIVERSITE MOLOUD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

**FERRAILAGE DES PLANCHERS**

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

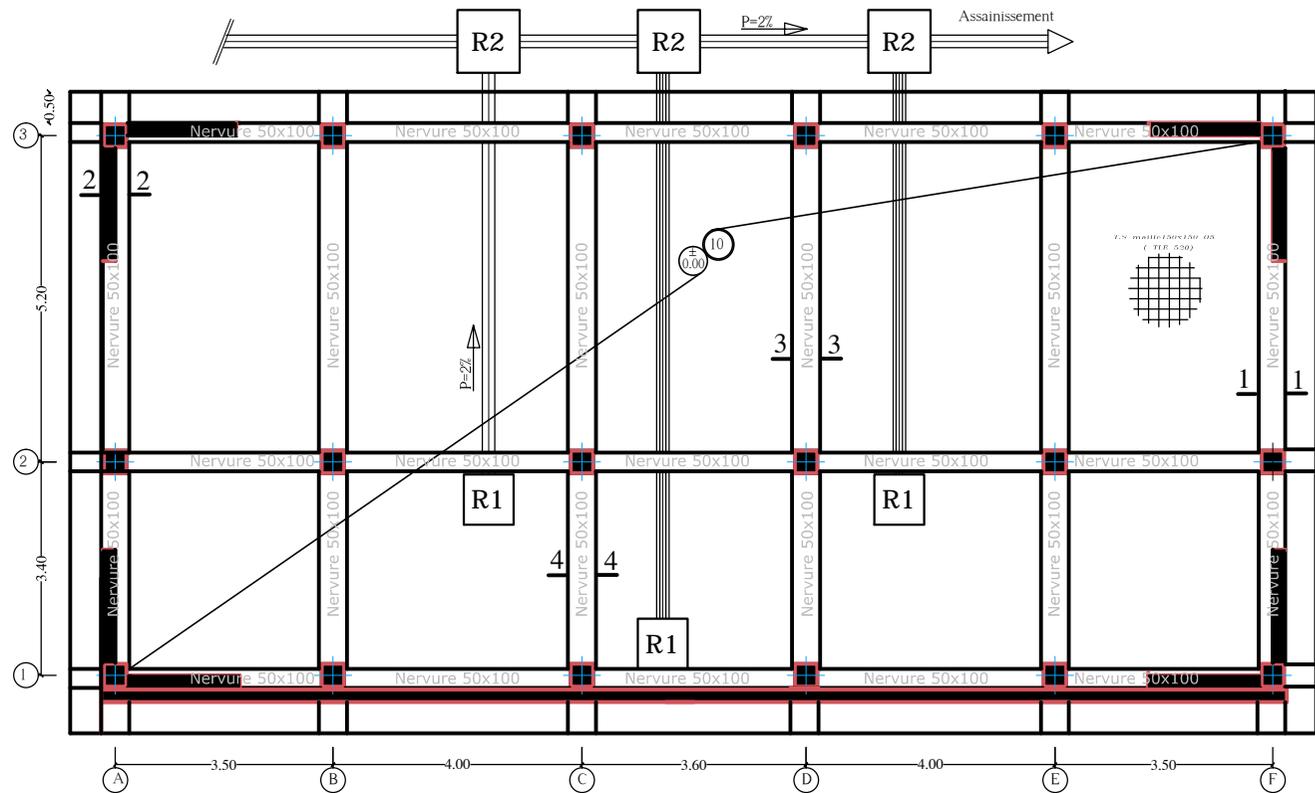
JUILLET 2017

DESSINEE PAR:

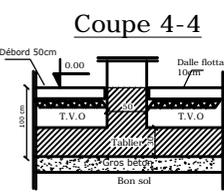
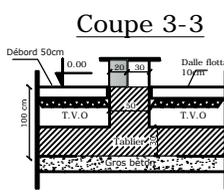
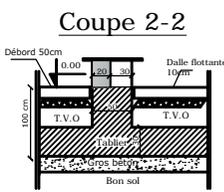
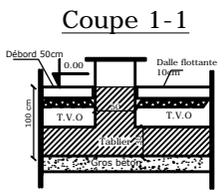
KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 01

ECHELLE: 1/50



PLAN DE FONDATION

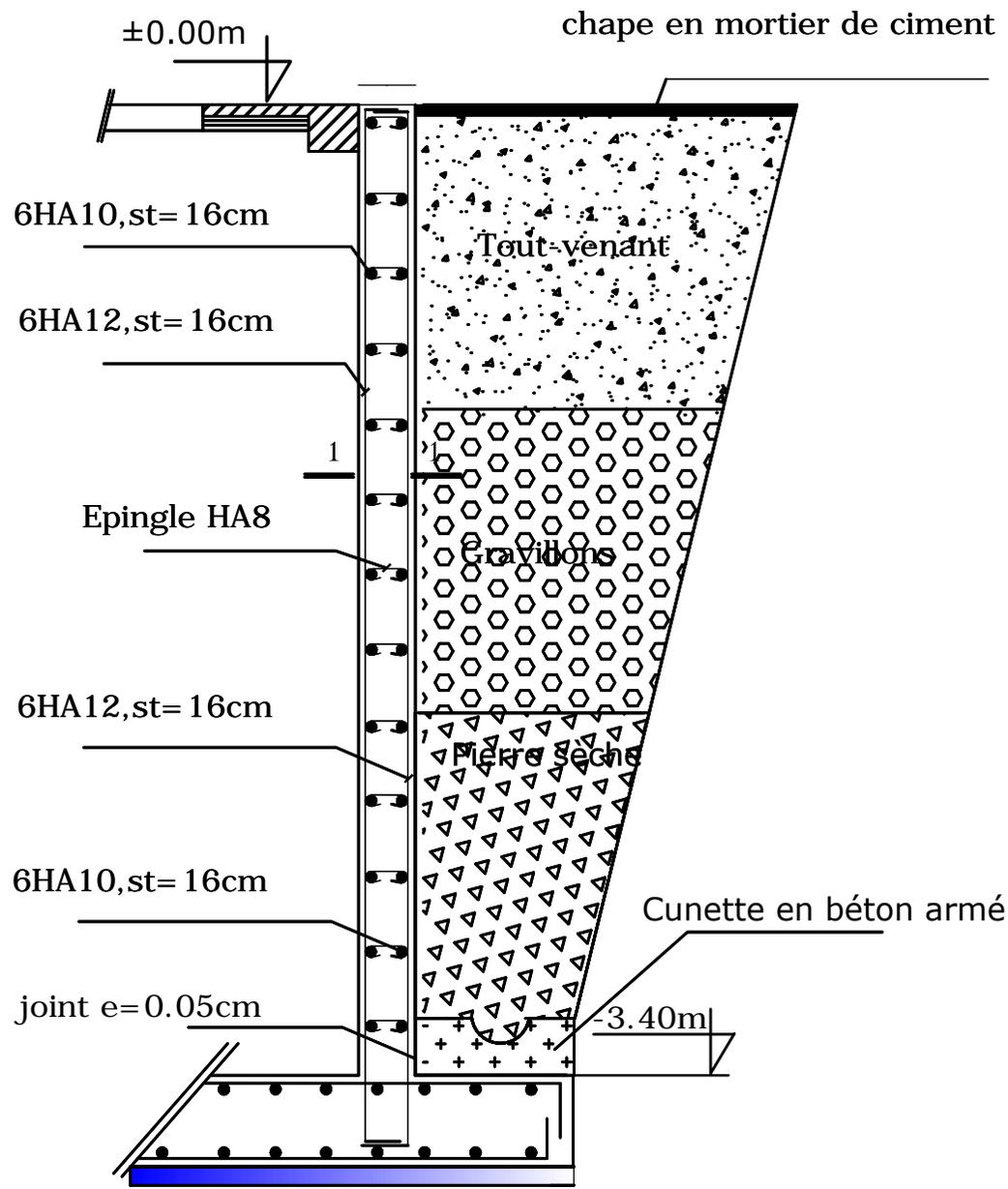


UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

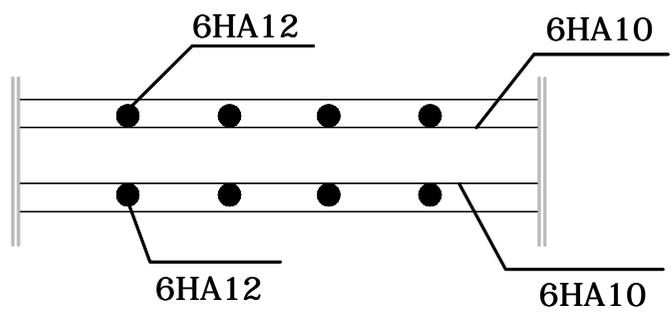
**COFFRAFE DES PLANCHERS**

REDIGER PAR:	MME: KHELOUI	JUILLET 2017
DESSINEE PAR:	KACIOUI DYHIA KADOUCHE MALIKA	PLAN: 01

ECHELLE: 1/50



Coupe 1-1



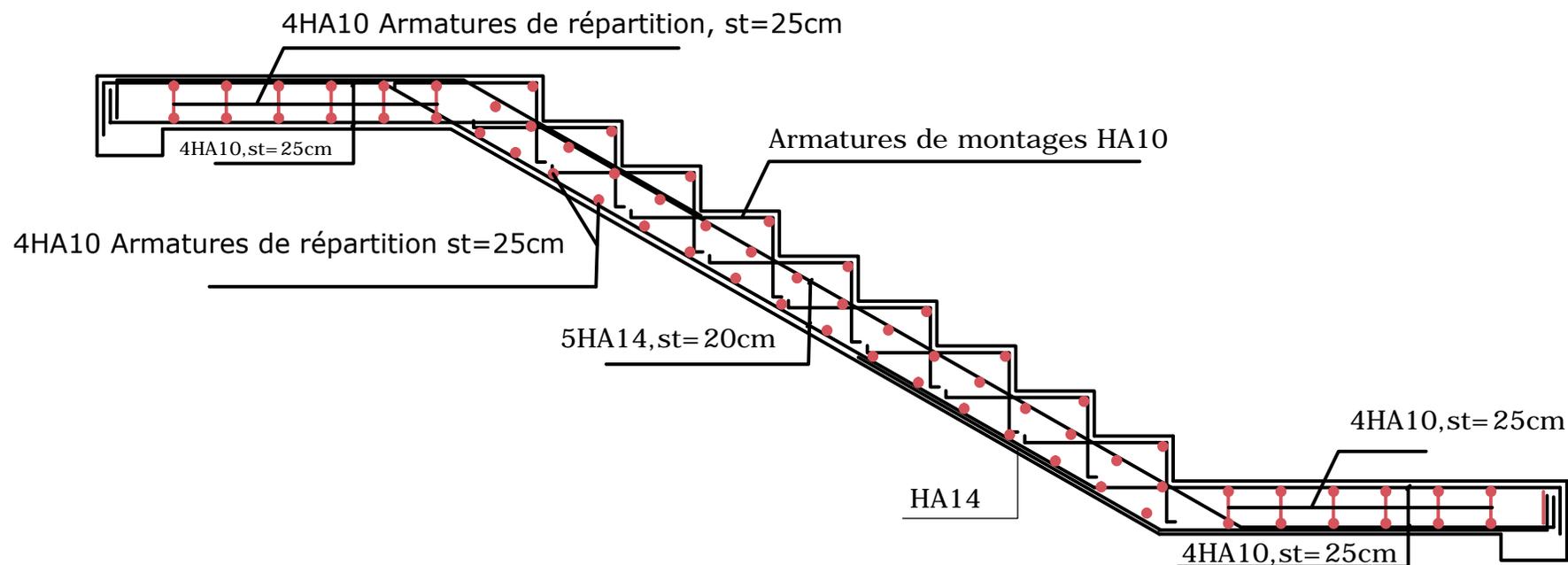
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

**FERRAILLAGE DE MUR PLAQUE**

REDIGER PAR:	MME: KHELOUI	JUILLET 2017
DESSINEE PAR:	KACIOUI DYHIA KADOUCHE MALIKA	PLAN: 11

ECHELLE: 1/50





### Ferrailage des escaliers des étages courants

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

### FERRAILAGE D ESCALIER D ETAGE COURANT

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

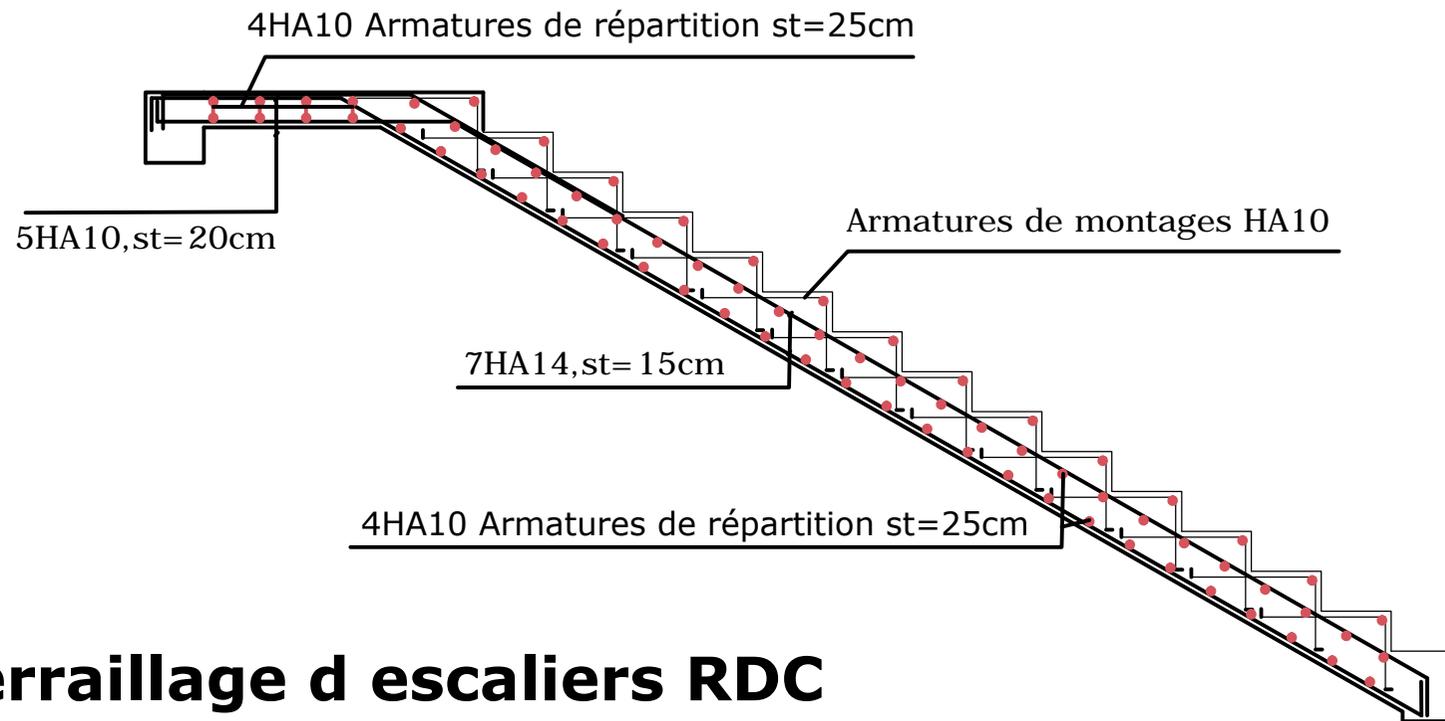
JUILLET 2017

DESSINEE PAR:

KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 03

ECHELLE: 1/50



## Ferrailage d escaliers RDC

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

### FERRAILAGE D ESCALIER DE RDC

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

JUILLET 2017

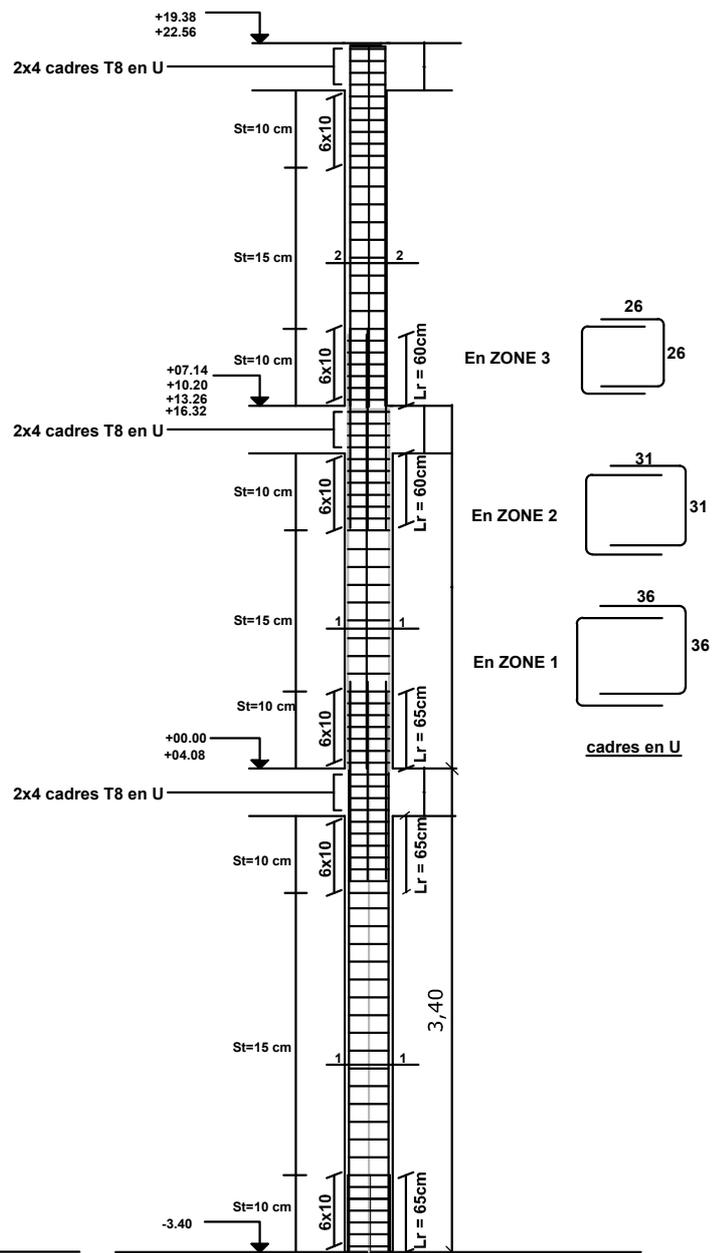
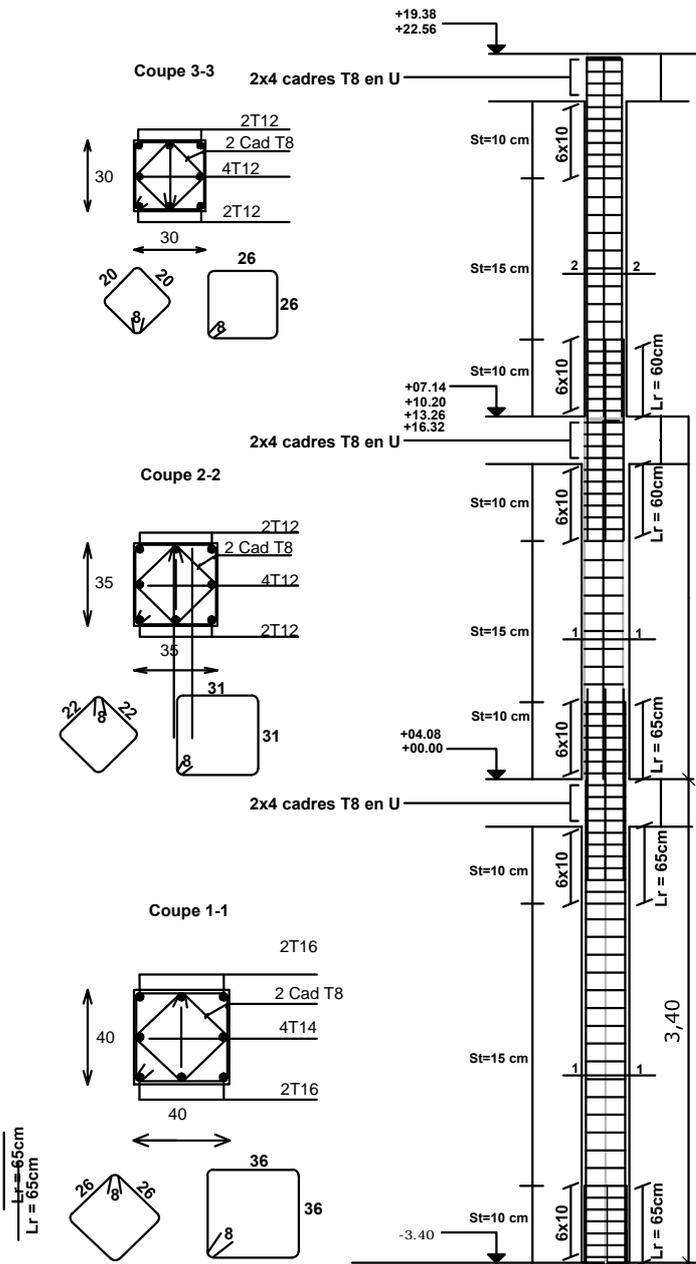
DESSINEE PAR:

KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 03

ECHELLE: 1/50





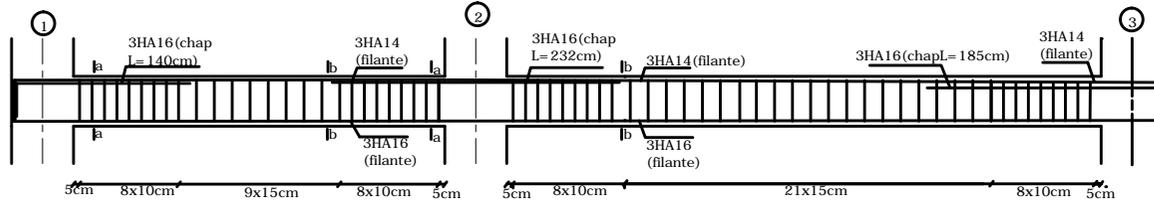
FERRAILLAGE DES POTEAUX INTERMEDIAIRES    FERRAILLAGE DES POTEAUX DE RIVES

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

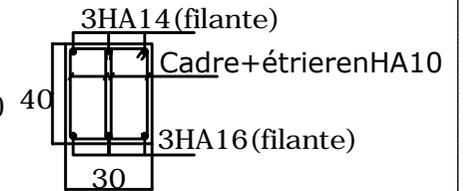
**FERRAILLAGE DES POUTEAUX**

REDIGER PAR:	MME: KHELOUI	JUILLET 2017
DESSINEE PAR:	KACIOUI DYHIA KADOUCHE MALIKA	PLAN: 05
ECHELLE: 1/50		

### Ferraillage des PP (SS et RDC )

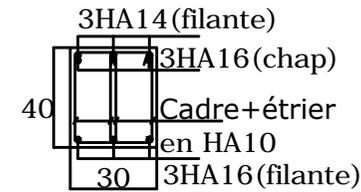
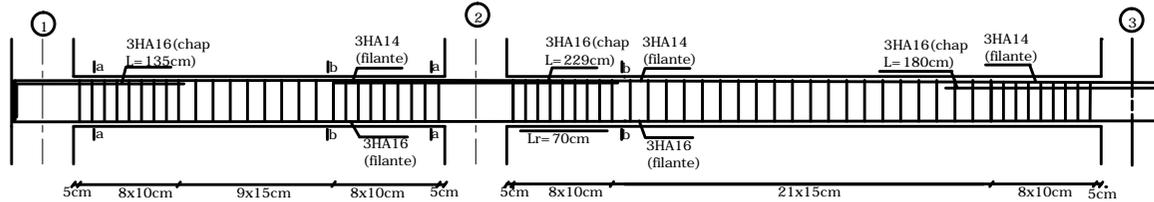


Coupe a-a



Coupe b-b

### Ferraillage des PP (1,2,3 et 4 niveau )

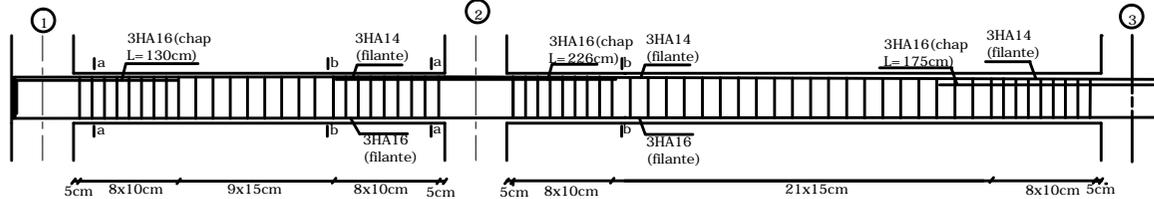


Coupe a-a

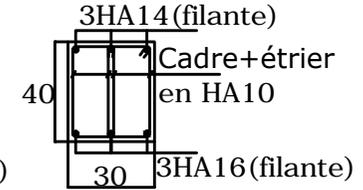


Coupe b-b

### Ferraillage des PP (5 et dernier niveau )



Coupe a-a



Coupe b-b

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

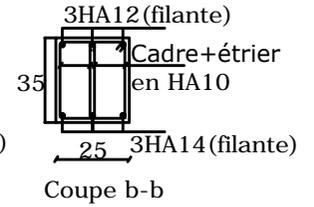
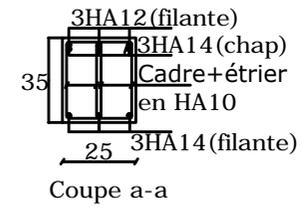
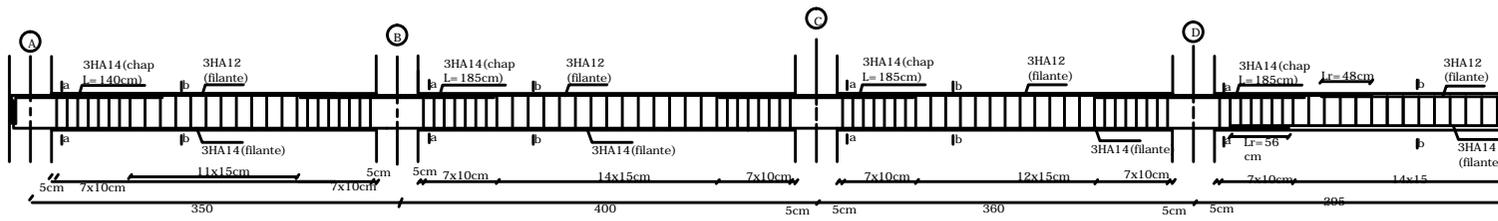
#### FERRAILLAGE DES POUTRES PRIN

REDIGER PAR: MME: KHELOUI JUILLET 2017

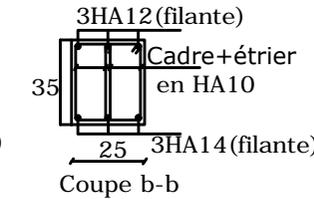
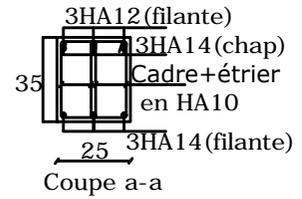
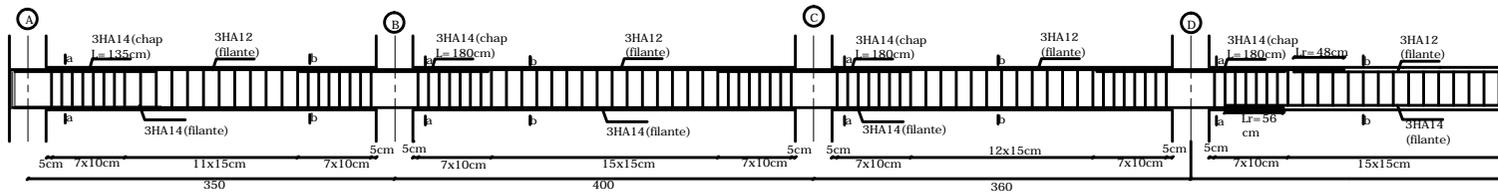
DESSINEE PAR: KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA PLAN: 06

50  
ECHELLE: 1/50

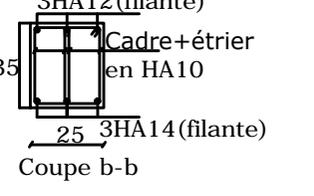
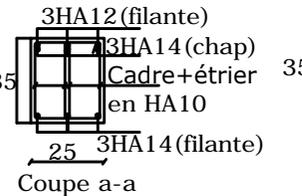
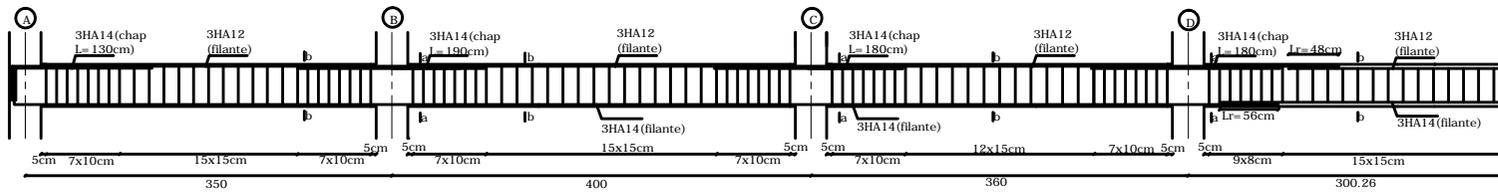
Ferrailage des PS (SS et RDC)



Ferrailage des PS (1,2,3 et 4 niveau)



Ferrailage des PS (5 et dernier niveau)



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

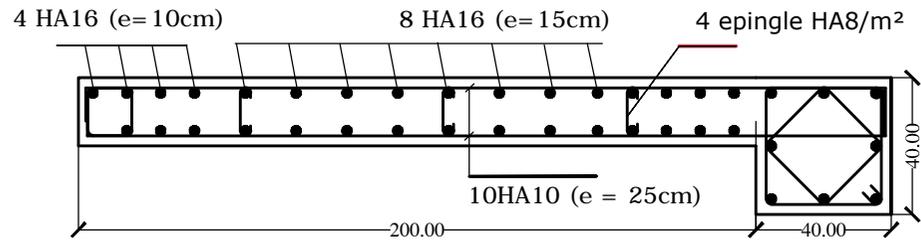
**FERRAILAGE DES POUTRES SECON**

REDIGER PAR: MME: KHELOUI JUILLET 2017

DESSINEE PAR: KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA PLAN: 07

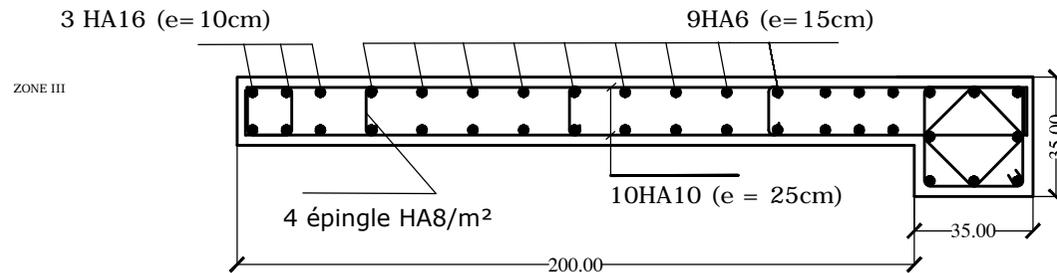
ECHELLE: 1/50

**ZONE I**



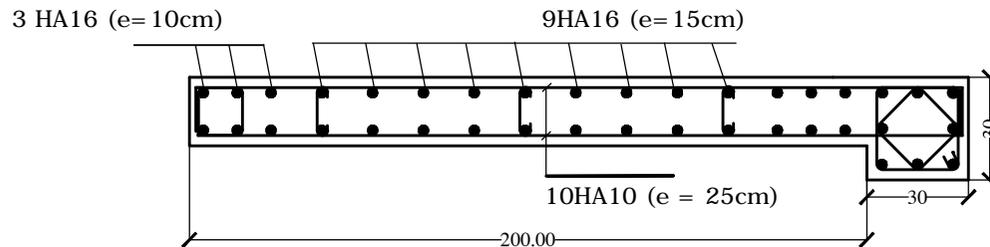
Voiles longitudinales et transversales : VLs-s, VLRdc, VTss, VTRdc

**ZONE II**



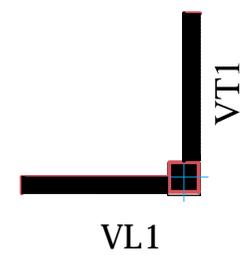
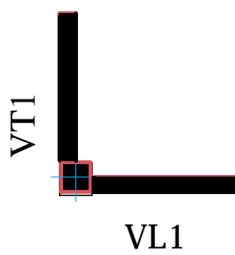
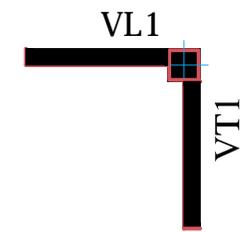
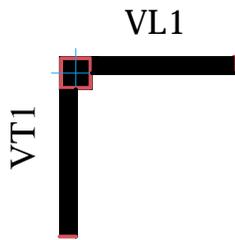
Voiles longitudinales et transversales : VL1, VL2, VT3, VL4, VT1, VT2, VT3, VT4

**ZONE III**



Voiles longitudinales et transversales: VL5, VL6, VT5, VT6.

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION		
FERRAILLAGE DES VOILES		
REDIGER PAR:	MME: KHELOUI	JUILLET 2017
DESSINEE PAR:	KACIOUI DYHIA KADOUCHE MALIKA	PLAN: 08
ECHELLE: 1/50		



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

DISPOSITION DES VOILES

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

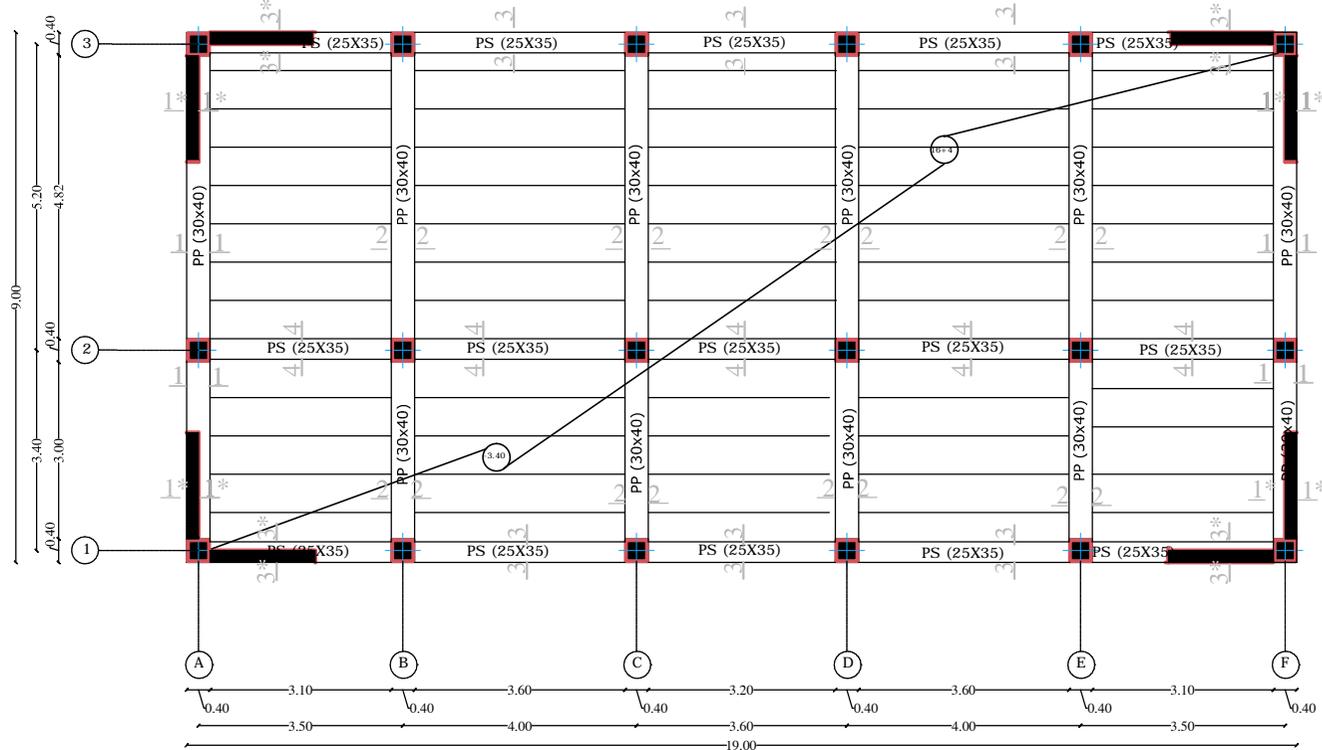
JUILLET 2017

DESSINEE PAR:

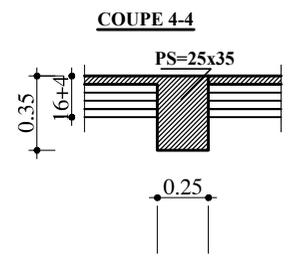
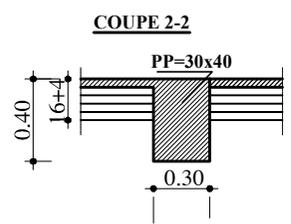
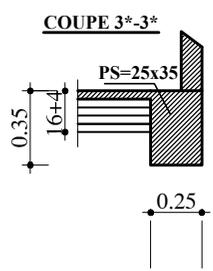
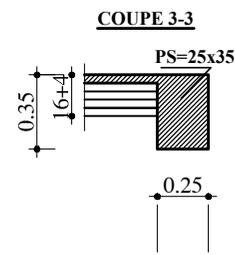
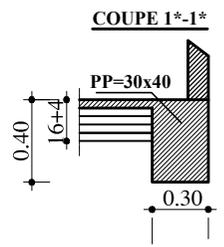
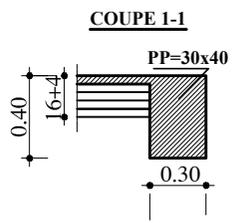
KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 01

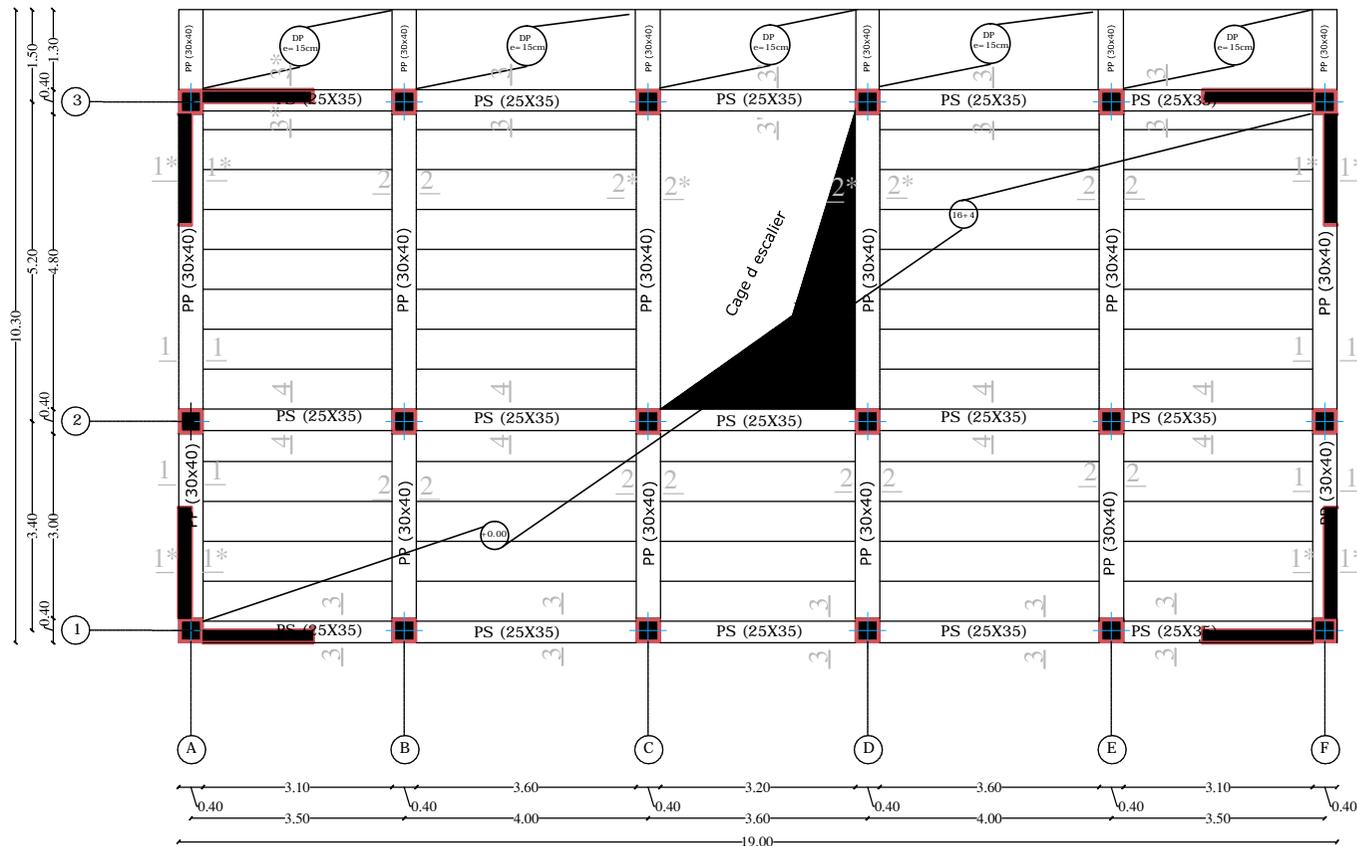
ECHELLE: 1/50



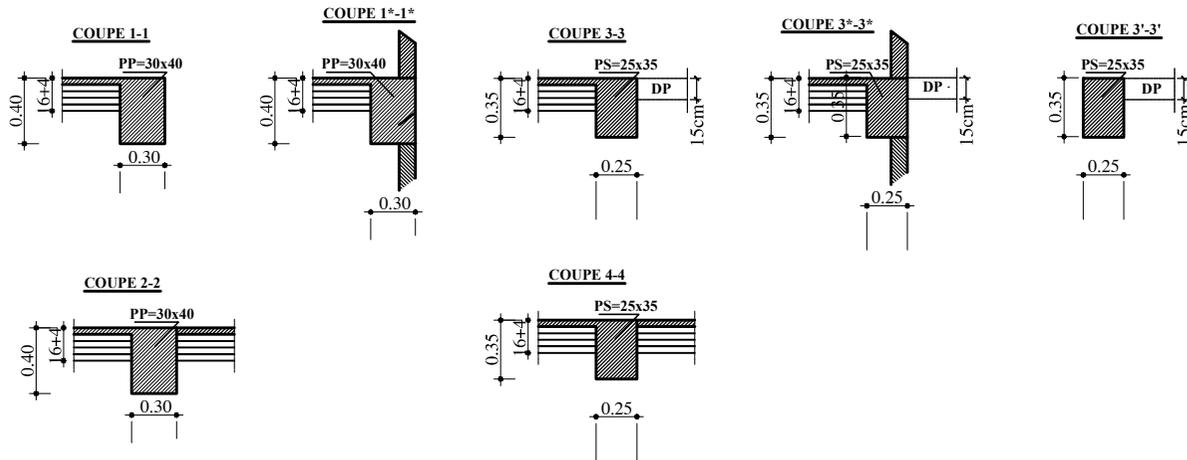
COUFRAGE DE PLACHER NIV: -3,40



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION		
<b>COFFRAFE DES PLANCHERS</b>		
REDIGER PAR:	MME: KHELOUI	JUILLET 2017
DESSINEE PAR:	KACIOUI DYHIA KADOUCHE MALIKA	PLAN: 02
ECHELLE:		1/50



COUFRAGE DE PLACHER NIV: +0,00m



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

**COFFRAGE DES PLANCHERS**

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

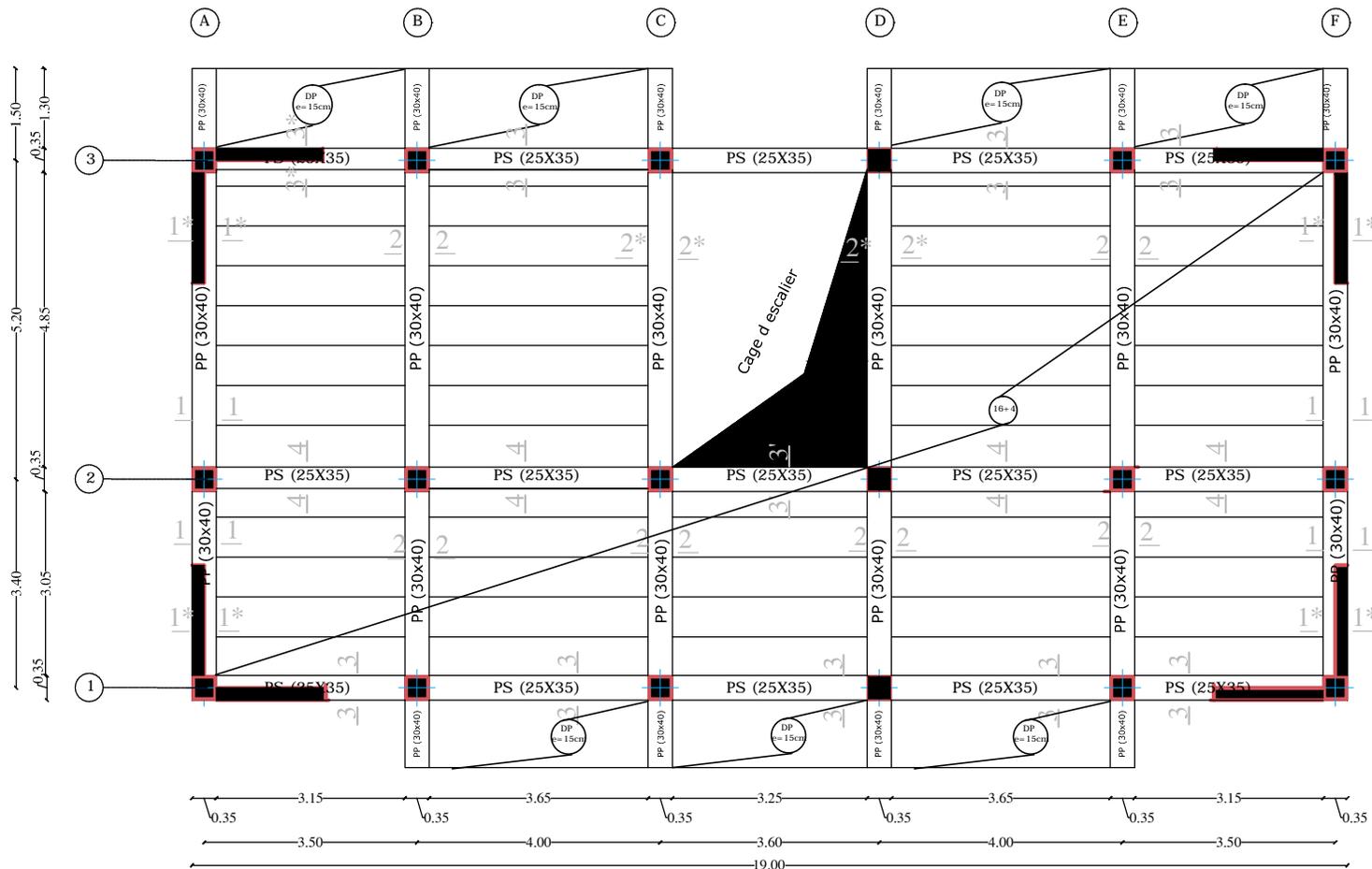
JUILLET 2017

DESSINEE PAR:

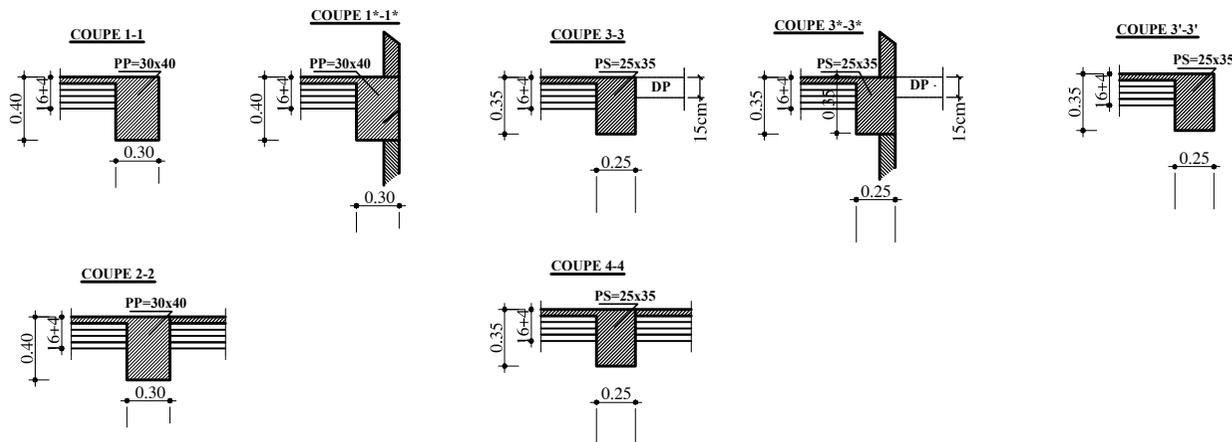
KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 03

ECHELLE: 1/50



COUFRAGE DE PLACHER NIV: + 4,08m + 7,14m + 10,20m ET + 13,26m



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

**COFFRAGE DES PLANCHERS**

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

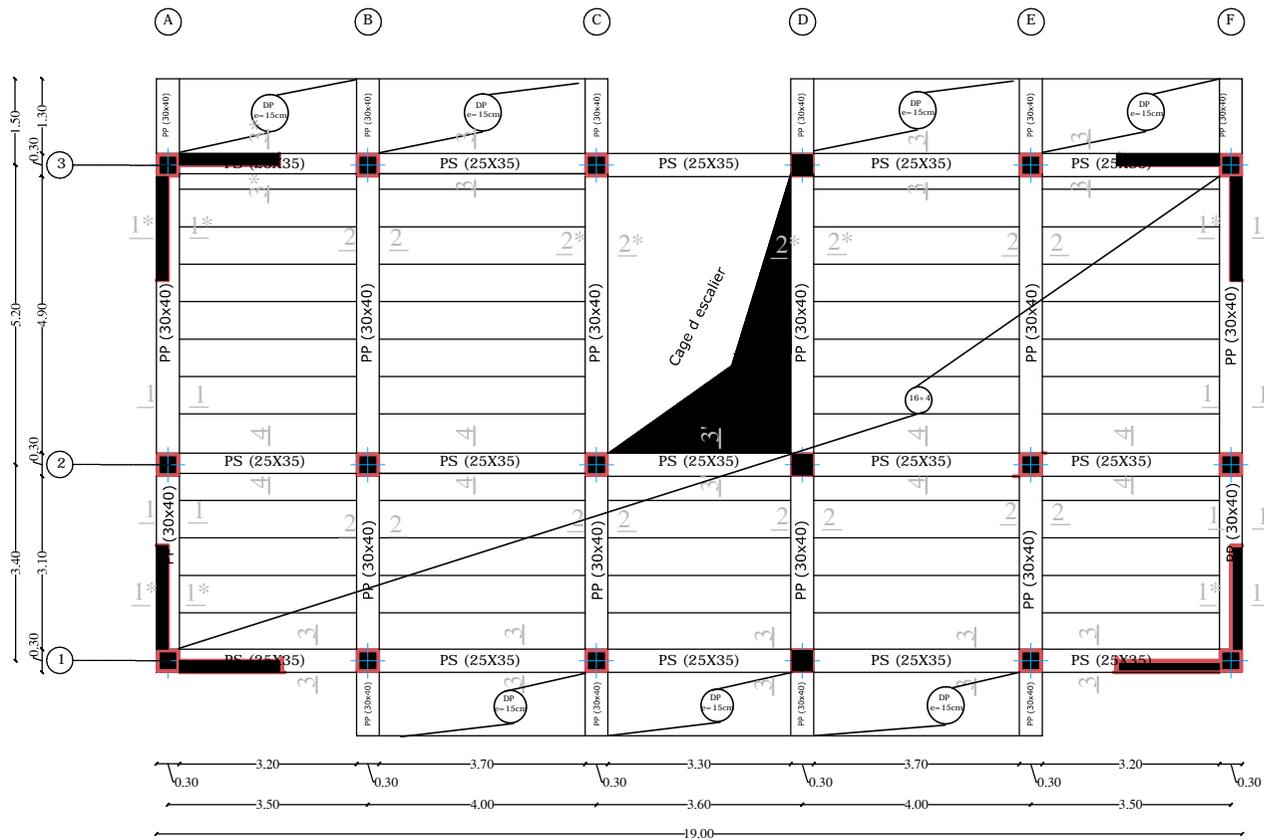
JUILLET 2017

DESSINEE PAR:

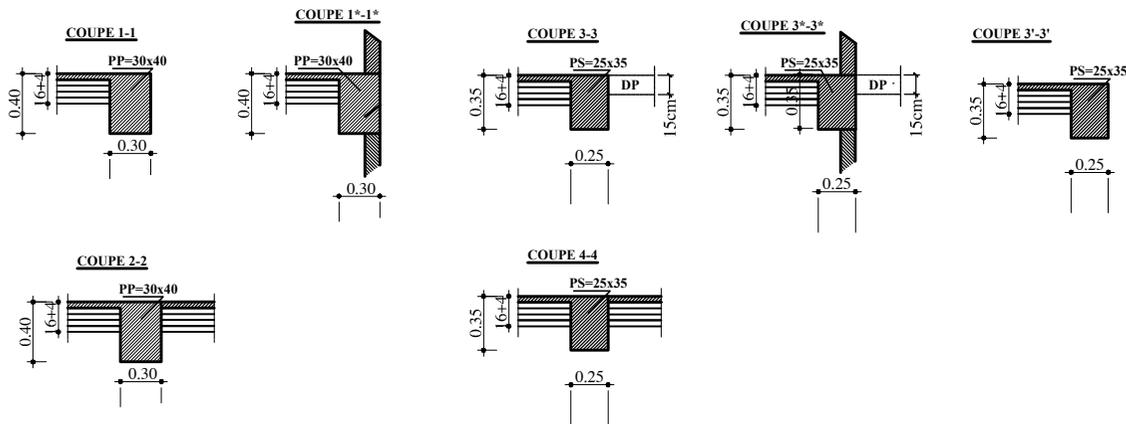
KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 04

ECHELLE: 1/50



COUFRAGE DE PLACHER NIV: +16,32m ET +19,38m



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION

**COFFRAGE DES PLANCHERS**

REDIGER PAR:

MME: KHELOUI

JUILLET 2017

DESSINEE PAR:

KACIOUI DYHIA  
KADOUCHE MALIKA

PLAN: 05

ECHELLE: 1/50